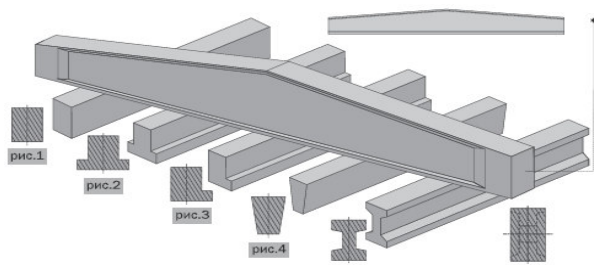


Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства
та природокористування
Кафедра промислового, цивільного будівництва
та інженерних споруд

03-01-100

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ
до практичних занять з навчальної дисципліни
«Будівельні конструкції»
на тему **«Розрахунок і конструювання залізобетонних балок»**
для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня
за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
денної і заочної форм навчання



Рекомендовано
Науково-методичною радою з якості
Навчально-наукового інституту
будівництва та архітектури
Протокол № 4 від 31 березня 2020 р.

Рівне – 2020

Методичні рекомендації до практичних занять з навчальної дисципліни «Будівельні конструкції» на тему «Розрахунок і конструювання залізобетонних балок» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форм навчання / Бабич Є. М., Бабич В. Є. – Рівне: НУВГП, 2020. – 80 с.

Укладачі: Бабич Є. М., доктор технічних наук, професор кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд; Бабич В. Є., кандидат технічних наук, доцент кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд.

Відповідальний за випуск - Є. М. Бабич, доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд.

© Бабич Є. М., 2020

© Бабич В.Є., 2020

© Національний університет водного господарства та природокористування, 2020

ЗМІСТ

Вступ.....	4
1. Основні положення розрахунку залізобетонних елементів за граничними станами першої групи.....	5
1.1. Матеріали для виготовлення залізобетонних балок	5
1.2. Основні передбачення розрахунку залізобетонних елементів за деформаційною методикою	6
1.3. Напружено-деформований стан та рівняння рівноваги зусиль в нормальних перерізах балок	7
1.4. Визначення міцності балок по нормальним перерізам	13
1.5. Визначення площі поперечного перерізу робочої арматури	15
1.6. Розрахунок міцності балок по перерізам, похилим до поздовжньої осі	16
2. Розрахунок залізобетонних балок за граничними станами другої групи	23
2.1. Мета розрахунків	23
2.2. Розрахунок балок за утворенням тріщин	23
2.3. Визначення ширини розкриття тріщин в нормальних перерізах балок	26
2.4. Розрахунок прогинів балок	29
3. Приклад розрахунку і конструювання однопролітної залізобетонної балки з консоллю	32
4. Приклад розрахунку і конструювання двопролітної нерозрізної залізобетонної балки	52
Рекомендована література	71
Додаток А. Механічні характеристики бетону і арматури	72
Додаток Б. Табличні коефіцієнти. Вимоги до арматурних виробів	76

ВСТУП

Вивчення дисципліни «Будівельні конструкції» має за мету набуття здобувачами вищої освіти компетенцій з проектування будівельних конструкцій, а саме, теоретичних знань про методи проектування різноманітних залізобетонних конструкцій та вміння практично розраховувати і конструювати конструкції за двома групами граничних станів. Практичні вміння проектувати конструкції здобувачі вищої освіти набувають і засвоюють на практичних заняттях та при виконанні індивідуальних завдань. Методичні рекомендації призначені для підготовки і проведення практичних занять та виконання індивідуальних завдань за темою: «Розрахунок і конструювання залізобетонних балок», вони містять основні положення проектування згинальних залізобетонних елементів за граничними станами та приклади їх розрахунків і конструювання.

Залізобетонні балки являють собою конструктивні елементи будівель і споруд, які працюють на згин, довжина (проліт) яких не менше ніж утричі перевищують загальну висоту поперечного перерізу. Балки – це найбільш поширені залізобетонні конструкції, які використовуються при зведенні різноманітних будівель і споруд: житлових і цивільних будинків, промислових одноповерхових і багатоповерхових будівель, силосних корпусів, підземних переходів, естакад, резервуарів, мостів тощо. Балки можуть мати різні обриси поперечного перерізу: прямокутні, таврові і двотаврові, трикутні, коробчасті тощо. В практиці будівництва оптимальними вважаються прольоти балок в межах 5...7 м, а їхня висота в межах (1/10...1/15) від прольоту.

В прикладах розглядаються однопролітні балки прямокутного перерізу з консолями та без них, на які діють рівномірно розподілені навантаження. Оволодіння методикою розрахунків і конструювання таких балок забезпечує вміння студента розраховувати і конструювати балки будь-якого поперечного перерізу та статичної схеми (розрізні, нерозрізні тощо). В кінці рекомендацій наведені всі необхідні табличні дані для проектування балок.

1. ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ПЕРШОЇ ГРУПИ

1.1. Матеріали для виготовлення залізобетонних балок

В методичних вказівках розглядаються балки, які виготовляються зі звичайного важкого бетону без попереднього напружування арматури. Основним показником якості бетону є його клас за міцністю на стиск C , який відповідає гарантованій міцності за стандартними кубами в МПа з забезпеченістю 0,95. Як правило, для залізобетонних балок приймаються бетони класів C20/25, C25/30 та C30/35. В окремих випадках може бути використаний бетон класу C35/40.

Базовими міцнісними характеристиками бетону для розрахунків конструкцій є їх характеристичні значення опору осьовому стиску $f_{ck,prism}$ та опір осьовому розтягу $f_{ctk,0,05}$, які приймають у залежності від класу на стиск за ДБН В.2.6-98:2009 (табл. А1 додатку А) Розрахункове значення міцності бетону на стиск f_{cd} визначається за формулою

$$f_{cd} = f_{ck,prism} / \gamma_c, \quad (1.1)$$

де γ_c – коефіцієнт надійності для бетону [5].

В даних методичних вказівках реалізується діаграма деформування бетону у вигляді поліному п'ятого ступеня (рис. 1.1) [3, 5], яка для розрахунків за граничними станами першої групи має вигляд

$$\sigma_c = f_{cd} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\varepsilon_c / \varepsilon_{c1} \right)^k \quad (1.2)$$

де a_k – коефіцієнти полінома, які визначаються за табл. Д.1 і Д.2 [5];

ε_c – деформація в бетоні;

ε_{c1} – деформації в бетоні, які відповідають максимальним напруженням f_{cd} .

Для армування залізобетонних балок без попереднього напружування використовують арматуру: гладку класу A240C; періодичного профілю класів A400C, A500C та B500. Основною характеристикою опору арматури при розтягу є характеристичне значення опору f_{yk} , яке дорівнює значенню фізичної границі

текучості. До деформаційних характеристик відносять: модуль пружності арматури E_s ; відносні деформації видовження арматури ε_{s1} при досягненні напруженнями міцності f_{yk} ; граничні деформації арматури ε_{su} . Всі механічні характеристики арматури наведені в [5, 6] та табл. А.2 додатку А.

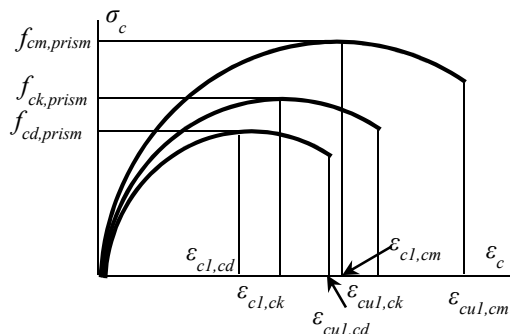


Рис. 1.1. Розрахункові характеристики опору бетону осьовому стиску та відповідні розрахункові деформації ($f_{cm,prism}$, $f_{ck,prism}$, $f_{cd,prism}$ – призмova міцність бетону відповідно середня, характеристична і розрахункова

1.2. Основні передбачення розрахунку залізобетонних елементів за деформаційною методикою

Відповідно до ДБН В.2.6-98:2099 [5] як основний метод розрахунку залізобетонних конструкцій слід використовувати метод перерізів (нормальних, похилих) з урахуванням властивостей матеріалів, а безпосередньо перерізи необхідно розраховувати за нелінійною деформаційною методикою, сутність якої полягає у тому, що враховується приріст не зусиль, а деформацій в них [6, 12]. В деформаційній методиці розрахунку залізобетонних конструкцій, як правило, використовуються стани бетону і арматури, які встановлюють зв'язок між нормальними напруженнями та деформаціями у разі короточасного або тривалого одноразового осьового стиску.

Розрахунок залізобетонних конструкцій слід виконувати за граничними станами першої та другої груп. Граничні стани першої групи містять в собі стани, настання яких призводить до повної непридатності конструкції до експлуатації внаслідок:

- втрати несучої здатності у зв'язку з крихким, в'язким руйнуванням або руйнування від втоми та інших впливів;
- втрати стійкості форми або положення.

Необхідна надійність конструкцій в процесі експлуатації забезпечується їх проектуванням з застосуванням коефіцієнтів надійності щодо матеріалів та вимог нормативних документів.

Несучу здатність залізобетонних елементів на дію згинальних моментів та поздовжніх сил визначають виходячи з наступних передумов [6]:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону та арматури по довжині блока між тріщинами, якщо такі є;
- деформації у звичайній арматурі однакові з оточуючим бетоном, як при розтягу, так і при стиску;
- для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті;
- зв'язок між напруженням і деформаціями стиснутого бетону приймається у вигляді діаграм, які наведені в п. 3.1.4 [5];
- зв'язок між напруженнями і деформаціями в арматурі приймається у вигляді дволінійної діаграми;
- роботу бетону в розтягнутій зоні допускається не враховувати.

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу приймається:

- втрата рівноваги між внутрішніми і зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмі «момент – кривизна» - екстремальний критерій);
- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень або розрив усіх розтягнутих стержнів внаслідок досягнення в них граничних деформацій.

1.3. Напружено-деформований стан та рівняння рівноваги зусиль в нормальних перерізах балок

Розрахунок залізобетонних балок за несучою здатністю при дії згинального моменту виконується на основі розрахункової моделі поперечного (нормального до поздовжньої осі елемента) перерізу з використанням деформаційного методу. Такий розрахунок виконують на основі рівнянь рівноваги

зовнішніх і внутрішніх зусиль у нормальному перерізі, умов деформування нормального перерізу та діаграм стану бетону і арматури. Як умову рівноваги у розрахунках нормальних перерізів приймають рівняння рівноваги згинальних моментів і поздовжніх сил від зовнішніх і внутрішніх зусиль у бетоні і арматурі. Лінійний розподіл поздовжніх деформацій бетону і арматури по висоті перерізу є умовою деформування нормального перерізу. Розрахунок несучої здатності за нормальними перерізами, як правило, виконують без урахування роботи бетону розтягнутої зони.

Подальше розглядається згинальні елементи прямокутного поперечного перерізу з одинарною арматурою (рис. 1.2). Для таких елементів рівняння рівноваги у граничному стані першої групи при відносних деформаціях крайньої фібри бетону $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$ можна записати у вигляді:

$$M_{c(1)} + M_{s(1)} - M_E = 0, \quad (1.3)$$

$$S_{c(1)} = S_{s(1)}, \quad (1.4)$$

де M_E ; $M_{c(1)}$; $M_{s(1)}$ – значення відповіднозгинального моменту від дії зовнішнього навантаження та моментів внутрішніх зусиль у стиснутому бетоні та арматурі при значенні $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$;

$S_{c(1)}$, $S_{s(1)}$ – внутрішні зусилля відповідно у стиснутому бетоні та в арматурі A_s при значенні $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$.

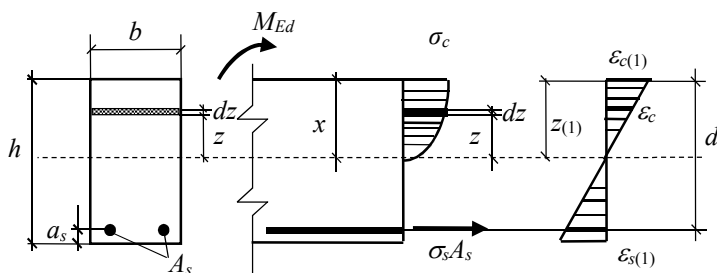


Рис 1.2. Напружено – деформований стан поперечного перерізу згинального залізобетонного елемента прямокутного профілю з одинарною арматурою

За гіпотезою плоских перерізів при заданому значенні деформацій у стиснутій крайній фібрі бетону $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$ деформації

у розтягнутій арматурі $\varepsilon_{s(1)}$ за фіксованого значення $x = z_{(1)}$, яке відповідає значенню $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$, визначаються за формулою

$$\varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (h - z_{(1)} - a_s), \quad (1.5)$$

Зміна по висоті деформацій бетону визначається за формулою

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} z. \quad (1.6)$$

З формули (1.6) випливає:

$$z = \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \varepsilon_c, \quad (1.7)$$

$$dz = \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} d\varepsilon_c, \quad (1.8)$$

де z – віддаль від нейтральної лінії до центра елементарної площадки висотою dz в стиснутій зоні бетону (див. рис. 1.2);

dz – висота елементарної площадки з напруженням в бетоні σ_c .

Індекс «(1)» в позначеннях фізичних величин означає, що вони відповідають деформації в бетоні $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$.

Епюра напружень в стиснутому бетоні має криволінійний характер, а тому внутрішнє зусилля в бетоні S_c можна визначити як суму зусиль в елементарних площадках нескінченної малої висоти dz (рис. 1.2) або як інтеграл зусиль по висоті стиснутої зони бетону, тобто, з урахуванням співвідношень (1.7) і (1.8)

$$S_{c(1)} = b \int_0^{z_{(1)}} \sigma_c dz = b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c. \quad (1.9)$$

Внутрішні зусилля в арматурі визначаються залежно від напружень та відносних деформацій в ній з урахуванням співвідношення (1.5) за формулою

$$S_{s(1)} = A_s \sigma_{s(1)} = A_s E_s \varepsilon_{s(1)} = E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (h - z_{(1)} - a_s), \quad (1.10)$$

де E_s – модуль пружності арматури.

В розрахунках залізобетонних конструкцій з використанням деформаційної моделі перерізів згинальні моменти обчислюються відносно нейтральної лінії, яка розташовується на віддалі x від крайньої фібри стиснутого бетону і обмежує його висоту (див. рис. 1.2). Значення розрахункового моменту від розрахункових граничних навантажень M_{Ed} знаходять за правилами будівельної механіки і він вважається постійним відносно будь-якої точки, розташованої в нормальному перерізі. Значення згинального моменту від зусиль

в стиснутому бетоні $M_{c(1)}$ знаходиться як сума моментів зусиль в елементарних площадках висотою dz , або шляхом інтегрування з урахуванням співвідношень (1.7) та (1.8) за формулою

$$M_{c(1)} = b \int_0^{z_{(1)}} \sigma_c z dz = b \left[\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right]^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c \varepsilon_c d\varepsilon_c. \quad (1.11)$$

Момент від внутрішнього зусилля в арматурі $M_{s(1)}$ визначається за формулою

$$\begin{aligned} M_{s(1)} &= S_{s(1)}(h - z_{(1)} - a_s) = \\ &= A_s E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (h - z_{(1)} - a_s)^2, \end{aligned} \quad (1.12)$$

З урахуванням (1.9)–(1.12) рівняння рівноваги нормальних перерізів згинальних елементів прямокутного профілю (1.3) і (1.4) набувають вигляду

$$\begin{aligned} &b \left[\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right]^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c \varepsilon_c d\varepsilon_c + \\ &+ A_s E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (h - z_{(1)} - a_s)^2 - M_E = 0 \end{aligned} \quad (1.13)$$

$$b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c = A_s E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (h - z_{(1)} - a_s). \quad (1.14)$$

У граничному стані, приймаючи $M_E = M_{Ed}$, умову забезпечення несучої здатності згинального елемента по нормальному перерізу можна записати в наступному вигляді:

$$M_{Ed} \leq b \left[\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right]^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c \varepsilon_c d\varepsilon_c + A_s E_s \varepsilon_{s(1)} (d - z_{(1)}), \quad (1.15)$$

де M_{Ed} – згинальний момент в поперечному перерізі елемента від розрахункових граничних значень зовнішнього навантаження; z_s – віддаль від центра ваги i -того стержня до нейтральної лінії.

У всіх випадках обов'язково повинна виконуватися умова

$$b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c + A_s E_s \varepsilon_{s(1)} = 0. \quad (1.16)$$

Формули (1.9) – (1.16) дають можливість визначати внутрішні зусилля в поперечних перерізах балок на всьому діапазоні їхньої роботи залежно від значення деформацій крайньої фібри стиснутого бетону ε_c .

В формули (1.9), (1.11), (1.13) – (1.16) в підінтегральні вирази входять напруження в бетоні, які визначаються залежно від

того, якою формою рівняння описується нелінійна діаграма «напруження – деформація» ($\sigma_c - \varepsilon_c$). В ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» діаграма деформування бетону $\langle \sigma_c - \varepsilon_c \rangle$, наведена на рис. 1.1, пропонується описувати поліномом п'ятої степені або дрібно-раціональною залежністю. В подальшому в розрахунках використовується залежність $\langle \sigma_c - \varepsilon_c \rangle$ у формі поліному п'ятого степеню (1.2), який має такий розгорнутий вигляд:

$$\sigma_c = f_{(ck),(cd)} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^k =$$

$$= f_{(ck),(cd)} \left[a_1 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} + a_2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + a_5 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 \right], \quad (1.17)$$

де $f_{(ck),(cd)}$ – розрахунковий опір бетону осьовому стиску (приймається рівним f_{ck} в розрахунках за граничними станами другої групи та f_{cd} – в розрахунках за граничними станами першої групи);

ε_{c1} – деформація при максимальних напруженнях (в розрахунках за граничними станами першою групою приймається $\varepsilon_{c1,cd}$, за граничними станами другої групи – $\varepsilon_{c1,ck}$);

a_k – коефіцієнти полінома (значення коефіцієнтів a_k для розрахунків за двома групами граничних станів наведені в табл. А3 і табл. А4 додатку А).

Після підстановки в формули (1.13) і (1.14) залежності (1.17), виконання інтегрування та математичних перетворень умови рівноваги набувають вигляду

$$f_{cd} b z_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + \sigma_s A_s (d - z_{(1)}) - M_E = 0, \dots (1.18)$$

$$f_{cd} b z_{(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k - \sigma_s A_s = 0. \quad (1.19)$$

Умова (1.18) дає можливість знаходити значення згинального моменту від внутрішніх зусиль в бетоні і арматурі при заданому значенні відносної деформації крайньої фібри стиснутого бетону $\varepsilon_{c(1)}$. Для цього необхідно вирішити рівняння (1.18) відносно M_E , дотримуючись виконання умови (1.19). Спільне рішення рівнянь (1.18) і (1.19) досягається методом послідовних наближень.

Аналізуючи структуру формул (1.18) і (1.19), можна утверджувати, що в правій частині першого рівняння перед квадратними дужками і перед знаком суми другого рівняння знаходиться вираз для визначення рівнодіючої в бетоні стиснутої зони за умови рівномірного розподілення напружень, тобто, за умови, коли коефіцієнт повноти епюри напружень складає $\omega = 1,0$. Відповідно в квадратних дужках та під знаком суми знаходиться вираз для фактичного коефіцієнта повноти епюри напружень при значенні деформації в крайній фібрі бетону, рівній $\varepsilon_{c(1)}$. З огляду на це рівняння (1.19) можна записати у вигляді

$$\omega f_{cd} b z_{(1)} = \sigma_s A_s, \quad (1.20)$$

де ω - коефіцієнт повноти епюри напружень в стиснутому бетоні, визначається за формулою

$$\omega = \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k, \quad (1.21)$$

Аналогічно формулу (1.18) можна записати у вигляді

$$\beta f_{cd} b z_{(1)}^2 + \sigma_s A_s (d - z_{(1)}) - M_E = 0, \quad (1.22)$$

де β – коефіцієнт відносної несучої здатності нормального перерізу, який визначається за формулами

$$\beta = \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k, \quad (1.23)$$

З формул (1.23) і (1.24) випливає, що коефіцієнти ω і β залежать від деформаційних характеристик бетону, тобто тільки від класу бетону, і інваріантні по відношенню до інших характеристик поперечного перерізу. Це є підставою для того, щоб вони були представлені в таблицях. (табл. Б.1 і табл. Б.2 додатку Б). Максимальні значення коефіцієнтів ω і β для кожного класу бетону знаходяться із умов

$$\frac{d\omega}{d\varepsilon_c} = 0 \text{ і } \frac{d\beta}{d\varepsilon_c} = 0. \quad (1.24)$$

Знайдені за умовами (1.24) максимальні значення коефіцієнтів ω_{max} і β_{max} для різних класів бетонів наведені в табл. Б.3 додатку Б залежно від відношення $\varepsilon_{c(1)} / \varepsilon_{c1}$.

На основі рівнянь рівноваги (1.20) та (1.22), використовуючи коефіцієнти ω і β , можна вирішувати завдання в постановках, передбачених ДСТУ Б В.2.6-156:2010, та знаходити необхідну

площу робочої арматури при заданому зовнішньому згинальному моменті.

В рівняннях рівноваги (1.20) і (1.22) при заданому значенні деформації в бетоні $\varepsilon_{c(1)}$ невідомою є висота стиснутої зони бетону $z_{(1)} = x_{(1)}$. Практично задача знаходження невідомого вирішується методом наближень з заданою точністю m . Наприклад, за точність визначення висоти стиснутої зони бетону можна прийняти 2 або 5% (при повному виконанні умови (1.20) $m = 0$).

На першому кроці наближення при значенні $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$ можна прийняти $x_{(1)} = z_{(1)} = 0,5d$ і перевірити рівняння (1.20), позначивши ліву частину рівняння $S_{c(1)} = \omega f_{cd} b z_{(1)}$, а праву- $S_{s(1)} = \varepsilon_s E_s A_s$. Якщо виявиться, що

$$\frac{|S_{c(1)} - S_{s(1)}| \times 100}{0,5(S_{c(1)} + S_{s(1)})} > m, \quad (1.25)$$

виконується другий крок наближення, за якого уточняється значення z , приймаючи $z_{(2)} = z_{(1)} \pm i z_{(1)}$, де i - крок наближення (можна прийняти $i = 0,02$ або $0,05$). При значенні $z_{(2)}$ знову перевіряється умова (1.20). Якщо вона знову не виконується, робиться третій крок наближення, приймаючи $z_{(3)} = z_{(2)} \pm i z_{(2)}$. Такі наближення повторюються до задоволення умови (1.25).

За визначеним в останньому наближенні $z_{(n)}$ (n – номер кроку наближення) з рівняння (3.41) знаходиться згинальний момент внутрішніх зусиль $M_{S(n)}$:

$$M_{S(n)} = \beta f_{cd} b z_{(n)}^2 + \sigma_s A_s (d - z_{(n)}), \quad (1.26)$$

який відповідає деформації крайньої стиснутої фібри бетону $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$. За інших значень ε_c розрахунки повторюються.

1.4. Визначення міцності балок по нормальним перерізам

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу, що обумовлює втрату рівноваги між зовнішніми і внутрішніми зусиллями, розрахунковий граничний момент можна визначити як максимальний на діаграмі “момент - кривизна” (екстремальний критерій). Таку задачу можна вирішувати теоретичним і практичним шляхами. За теоретичним шляхом необхідно записати рівняння згинальних моментів як функцію кривизни і вирішити рівняння $dM/d\chi = 0$ відносно згинального

моменту. За практичним шляхом можна побудувати графік залежності між моментами і кривизною і на ньому знайти максимальне значення моменту або використати максимальне значення коефіцієнта β для заданого класу бетону.

Графік залежності “момент - кривизна” будується наступним чином. Задаючись з певним кроком зміну деформацій стиснутого бетону $\varepsilon_{c(1)}$, методом поступових наближень знаходяться відповідні значення деформацій в розтягнутій арматурі $\varepsilon_{s(1)}$, а за формулою (1.26) - відповідні значення згинального моменту $M_{(1)} = M_{S(1)}$ - згинальний момент, який може сприйняти нормальний переріз елемента при деформації крайньої стиснутої фібри бетону $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$). Кривизна елемента знаходиться за формулою

$$\kappa_{(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{s(1)}}{d}. \quad (1.27)$$

Деформації стиснутого бетону необхідно змінювати від $\varepsilon_c = 0$ до $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu1}$, наприклад через $0,1\varepsilon_{cu1}$ або через $0,05\varepsilon_{cu1}$. За знайденими M_S і χ будується графік (рис. 1.3), на якому визначається значення граничного згинального моменту M_{ULS} , який може сприйняти згинальний елемент, тобто, його несуча здатність по нормальному перерізу.

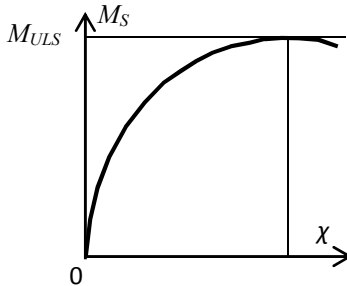


Рис. 1.3. Графік залежності “момент – кривизна”.

Можна також з метою повного використання в роботі стиснутої зони бетону за табл. Б.3 додатку Б прийняти максимальне значення коефіцієнта ω_{\max} і визначити відповідне йому відношення $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$. Знайшовши значення деформації $\varepsilon_c = \eta \varepsilon_{c1}$, задача вирішується методом наближень, уточнюючи висоту стиснутої зони бетону до задоволення умови (1.20).

1.5. Визначення площі поперечного перерізу робочої арматури

Для елементів з одиночним армуванням суть розрахунку зводиться до визначення сумарної площі поперечного перерізу розтягнутої арматури A_s , для цього використовуються умови рівноваги у вигляді (1.20) та (1.22). Якщо в рівнянні (1.22) прийняти $M_E = M_{Ed}$, то умова забезпечення несучої здатності елемента по нормальному перерізу набуде вигляду

$$M_{Ed} \leq \beta f_{cd} b z_{(1)}^2 + \sigma_s A_s (d - z_{(1)}). \quad (1.28)$$

При цьому повинна виконуватися умова (1.20) (M_{Ed} – див. формулу (1.15)).

Можна передбачити, що найбільш економічне армування буде за умови, коли максимально буде використовуватися робота бетону стиснутої зони, тобто, коли коефіцієнт повноти епюри напружень в бетоні буде максимальним ($\omega = \omega_{\max}$). За цієї умови згідно з табл. А6 приймається значення $\omega = \omega_{\max}$ і відповідне йому значення $\eta = \varepsilon_{c(1)} / \varepsilon_{c1}$, а за значенням η за табл. Б.3 додатку Б знаходиться значення β . В цьому випадку умова (1.20) набуває вигляду

$$\omega_{\max} f_{cd} b z_{(1)} = \sigma_{s(1)} A_s = E_s \varepsilon_{s(1)} A_s. \quad (1.29)$$

Задача вирішується шляхом послідовного наближення значення $z_{(n)}$ при прийнятому значенні $\varepsilon_{c(1)}$ до задоволення умови (1.29). На першому кроці наближення можна прийняти $x = z_{(1)} = 0,5d$, після чого можна визначити площу поперечного перерізу арматури

$$A_s = \frac{f_{cd} b z_{(n)} \omega_{\max}}{E_s \varepsilon_{s(n)}}, \quad (1.30)$$

де $\varepsilon_{s(1)}$ – знаходиться за формулою

$$\varepsilon_{s(n)} = \frac{\varepsilon_{c(n)}}{z_{(n)}} (d - z_{(n)}). \quad (1.31)$$

Після визначення A_s і підбору кількості стержнів за сортаментом граничний розрахунковий момент внутрішніх зусиль можна визначити за формулою

$$M_{ULS} = \beta f_{cd} b z_{(n)}^2 + A_s \varepsilon_{s(n)} E_s (d - z_{(n)}). \quad (1.32)$$

Якщо виявиться, що

$$M_{Ed} \leq M_{ULS} \leq 1,05 M_{Ed}, \quad (1.33)$$

розв'язок задачі знайдено. Якщо умова (1.33) не виконується, необхідно на другому кроці змінити висоту стиснутої зони $x = z_{(2)} = (1 \pm 0,05)z_{(1)}$ і розрахунок повторити. Наближення виконується до досягнення виконання умови (1.33), за якої остаточно приймається площа поздовжньої розтягнутої арматури.

За умови, що за будь яких значень z $M_{ULS} < M_{Ed}$, необхідно застосувати подвійне армування, тобто, передбачувати арматуру в стиснутій зоні перерізу. В усіх випадках деформації розтягнутої арматури не повинні перевищувати $\varepsilon_s < \varepsilon_{ud}$.

У випадках, коли арматура площею $A_s = A_{s1} + A_{s2}$ розташовується в два ряди по висоті, то несуча здатність поперечного перерізу знаходиться за формулою

$$M_{ULS} = \beta f_{cd} b z_{(n)}^2 + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(n)}}{z_{(n)}} (h - z_{(n)} - a_{s1})^2 + A_{s2} E_s \frac{\varepsilon_{c(n)}}{z_{(n)}} (h - z_{(n)} - a_{s2})^2. \quad (1.34)$$

1.6. Розрахунок міцності залізобетонних балок по перерізам, похилим до поздовжньої осі

Для сприйняття головних розтягуючих напружень і забезпечення міцності похилих перерізів влаштовують поперечну арматуру. Поперечна арматура може бути виконана у вигляді тільки поперечних стержнів (рис. 1.4а), у вигляді тільки похилих стержнів (рис. 1.4б) або у вигляді їх комбінації. Одночасне використання поперечних і похилих стержнів найчастіше використовують для армування монолітних балок окремими стержнями. У всіх випадках поперечна арматура повинна перетинати можливі похилі тріщини.

Правилами проектування залізобетонних конструкцій передбачено несучу здатність по похилим перерізам розглядати як опір перерізу зсуву (зрізу). Розрахункові перерізи призначаються залежно від виду опор та місця теоретичного обривання стержнів. Місце теоретичного обривання – це переріз, де поздовжній стержень за розрахунком не потрібний, а міцність нормального перерізу забезпечують інші поздовжні стержні.

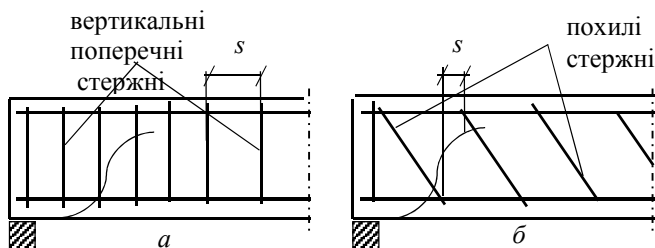


Рис. 1.4. Способи армування похилих перерізів:
 а – вертикальними поперечними стержнями; б – похилими стержнями

На вільній опорі розрахунковий переріз знаходиться в точці перетину верхньої грані балки з лінією, проведеною під кутом 45° з точки примикання балки до внутрішньої грані опори. Так же визначається розрахунковий переріз у випадку обривання поздовжніх стержнів, але пряма проводиться з точки теоретичного обривання стержня (рис. 1.5а). На проміжних опорах у випадку обривання частини поздовжніх стержнів пряма проводиться з точки теоретичного обриву в бік проміжної опори до перетину з нижньою гранню балки (рис. 1.5б).

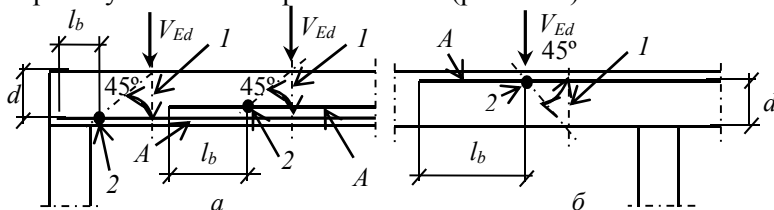


Рис. 1.5. До визначення розрахункових перерізів та A_{sl} :
 а – на крайній опорі; б – на середній опорі; l – переріз для визначення V_{Ed} ; 2 – місце теоретичного обриву стержнів A_{sl}

В згинальних елементах поперечна сила сприймається роботою стиснутої зони бетону на зріз і поперечною арматурою (поперечними чи похилими стержнями). При цьому в умовах

міцності похилих перерізів передбачається врахування тільки одного фактору, тобто, враховується або робота стиснутого бетону або, робота поперечної арматури.

Якщо поперечне армування відсутнє, то розрахункову поперечну силу повинен сприйняти бетон. В цьому випадку несуча здатність забезпечується за умови

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}, \quad (1.35)$$

де V_{Ed} – розрахункове значення поперечної сили від дії зовнішнього навантаження в розрахунковому перерізі;

$V_{Rd,c}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти поперечний переріз без поперечної арматури.

Несуча здатність похилих перерізів визначається опором зсуву бетону $V_{Rd,c}$, розрахункове значення якого знаходиться за формулою

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d, \quad (1.36)$$

і приймається не менше

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d, \quad (1.37)$$

де f_{ck} – характеристична призмова міцність бетону;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0; \quad d - \text{в мм};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02;$$

A_{sl} – площа розтягнутої арматури, яка продовжується на відстань рівну або більшу ($l_{bd} + d$) за переріз, що розглядається (рис. 1.5); b_w – найменша ширина поперечного перерізу у розтягнутій зоні, мм;

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 f_{cd}, \text{ МПа};$$

N_{Ed} – осьова сила у поперечному перерізі, викликана навантаженням або попереднім напруженням, Н

($N_{Ed} > 0$ при стиску);

A_c – площа поперечного перерізу бетону, мм²;

k_1 – коефіцієнт, який за відсутності точних даних, приймається рівним $k_1 = 0,15$;

$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$;

γ_c – коефіцієнт надійності бетону;

$V_{min} = 0,035\sqrt{f_{ck}k^3}$.

Несуча здатність за поперечною силою повинна завжди задовольняти умову

$$V_{Ed} \leq 0,5b_wdvf_{cd}, \quad (1.38)$$

де v – коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві, який рекомендується визначати за виразом

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] (f_{ck} \text{ в МПа}). \quad (1.39)$$

Якщо умова (1.35) не виконується, то в похилих перерізах можливе утворення тріщин, що обумовлює необхідність для сприйняття розтягуючих зусиль в похилих перерізах встановлювати розтягнуту вертикальну або похилу поперечну арматуру. Для елементів з вертикальним поперечним армуванням за опір зсуву приймається менша із величин:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta ; \quad (1.40)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \tan \theta), \quad (1.41)$$

де A_{sw} – площа поперечного перерізу поперечної арматури;

$V_{Rd,s}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти поперечна арматура на границі текучості.

$V_{Rd,s}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти поперечна арматура на границі текучості.

s – крок поперечних стержнів

f_{ywd} – розрахунковий опір текучості поперечної арматури;

v_1 – коефіцієнт зменшення міцності бетону з тріщинами при зсуві;

α_{cw} – коефіцієнт, який враховує рівень напружень у стиснутому поясі;

$z = 0,9d$.

Якщо розрахункові напруження у поперечній арматурі становлять менше ніж 80% від характеристичних напружень текучості ($f_{ywd} < 0,8f_{yk}$), при $f_{ck} \leq 60$ МПа значення коефіцієнта v_1 можна приймати рівним $v_1 = 0,6$.

Рекомендується також приймати значення коефіцієнта α_{cw} такими:

$$\alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp}/f_{cd}) - \text{при } 0 > \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd},$$

$$\alpha_{cw} = 1,25 - \text{при } 0,25f_{cd} > \sigma_{cp} \leq 0,50f_{cd},$$

$$\alpha_{cw} = 2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) - \text{при } 0,50f_{cd} > \sigma_{cp} \leq 1,0f_{cd},$$

де σ_{cp} – середнє напруження стиску, прийнятим позитивним у бетоні, викликане розрахунковою осьовою силою (визначається шляхом осереднення в межах бетонного перерізу з урахуванням арматури, знаходиться на відстані від грані, більшій за $0,5dcot\theta$).

Смуга бетону між сусідніми похилими тріщинами працює на стиск, а кут нахилу стиснутих смуг змінюється в межах $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ ($1 \leq cot\theta \leq 2,5$). Величина кута залежить від діючої поперечної сили, розмірів поперечного перерізу та класу бетону і орієнтовно може бути визначена за формулою

$$cot\theta = k_2(4,5 - 0,15v_{Ed}^2 - 0,09v_{Ed}) \leq 2,5, \quad (1.42)$$

де $v_{Ed} = V_{Ed}/(b_w d)$;

k_2 – коефіцієнт, який враховує клас бетону і може прийматися за табл. 1.1.

Таблиця 1.1

Значення коефіцієнта k_2

Клас бетону	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45
k_2	0,65	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20

У випадку армування похилою поперечною арматурою за опір зсуву приймається менша із величин:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} z f_{ywd} (cot\theta + cota) sin\alpha, \quad (1.43)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{(cot\theta + cota)(1 + cot^2\theta)}, \quad (1.44)$$

де α – кут між поперечною арматурою і віссю балки, перпендикулярної до поперечної сили.

З урахуванням формул (1.38), (1.39), (1.43) і (1.44) умови забезпечення несучої здатності похилих перерізів з поперечною арматурою набувають вигляду

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}, \quad (1.45)$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}. \quad (1.46)$$

Виконання умови (1.45) свідчить про те, що несуча здатність похилого перерізу забезпечується поперечною арматурою, а умови (1.46) – міцністю бетонної смуги на стиск, яка розташована між суміжними похилими тріщинами. Для залізобетонних елементів умови (1.45) і (1.46) повинні виконуватися одночасно.

Збірні залізобетонні балки та в більшості випадків монолітні балки для забезпечення несучої здатності по похилим перерізам армують вертикальною поперечною арматурою (рис. 1.6). Для визначення площі поперечного перерізу поперечних стержнів в одній площині можна використати вираз (1.40), а в умові (1.45) прийняти рівність, тобто

$$V_{Ed} = V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} z f_{ywd} \cot \theta. \quad (1.47)$$

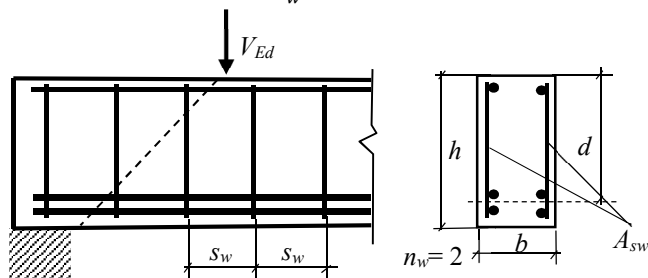


Рис. 1.6. До розрахунку вертикальної поперечної арматури
Рівняння (1.47) містить два невідомі значення: крок поперечних стержнів s_w та їхня площа поперечного перерізу в одній площині A_{sw} , з чого випливає, що для знаходження A_{sw}

необхідно знати крок стержнів s_w . Нормами крок поперечних стержнів обмежується виразом

$$s_{w,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha). \quad (1.48)$$

Оскільки для вертикальних поперечних стержнів кут $\alpha = 90^\circ$, то для них $s_{w,max} = 0,75d$. Значення $\cot \theta$ можна прийняти за табл. 1.1. З урахуванням наведеного площу поперечного перерізу вертикальних поперечних стержнів в одній площині можна визначити за формулою

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed}s_{w,max}}{zf_{yw}d \cot \theta}. \quad (1.49)$$

За значенням A_{sw} знаходиться площа поперечного перерізу одного поперечного стержня a_{sw} , для чого з конструктивних міркувань призначається кількість поперечних стержнів в одній площині n_w (в основному за кількістю каркасів). За знайденим значенням $a_{sw} = A_{sw}/n_w$ за табл. Б.5 додатку Б приймається діаметр поперечного стержня d_{sw} .

Діаметр поперечних стержнів повинен задовольняти умовам зварювання з поздовжніми стержнями та бути не меншим $d_{s,w} \geq 6$ мм.

За прийнятою фактичною площею поперечного перерізу вертикальної арматури A_{sw} визначається коефіцієнт поперечного армування за формулою

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_w b_w \sin \alpha}, \quad (1.50)$$

який повинен задовольняти умову

$$\rho_w \geq \rho_{w,min} = (0,08\sqrt{f_{ck}})/f_{yk}. \quad (1.51)$$

Якщо умова (1.43) не виконується, необхідно збільшити діаметр поперечних стержнів або зменшити їхній крок.

2. РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ

2.1. Мета розрахунків

Друга група граничних станів містить граничні стани, які ускладнюють нормальну експлуатацію конструкцій або зменшують їх довговічність порівняно зі встановленим терміном експлуатації і для яких позаграничними станами є:

надмірні переміщення, коливання або повороти окремих точок конструкції;

утворення та розкриття тріщин, досягнення ними гранично-допустимих значень розкриття;

втрата стійкості форми, пошкодження від корозії тощо.

Досягнення граничних станів другої групи класифікується у більшості випадків як відмова-перешкода. Розрахунок за граничними станами другої групи ґрунтуються на: обмеження рівня напружень; контролі тріщиноутворення та ширини розкриття тріщин; контролі прогинів.

Мета розрахунків конструкцій за граничними станами другої групи полягає в тому, щоб в процесі умов нормальної експлуатації конструкцій в них не виникали поза граничні стани. Ця мета забезпечується на стадії проектування наступними умовами:

$$M_{Ek} \leq M_{crc}; w_k \leq w_{k,u}; f \leq f_u, \quad (2.1)$$

де M_{Ek} ; w_k ; f – відповідно згинальний момент від дії зовнішніх характеристичних навантажень, ширина розкриття тріщин та прогин елемента;

M_{crc} ; $w_{k,u}$; f_u – момент, який може сприйняти балка перед утворенням тріщин; допустима ширина розкриття тріщин та допустимий прогин.

2.2. Розрахунок балок за утворенням тріщин

Граничне зусилля, яке сприймає залізобетонний елемент у разі утворення нормальних тріщин визначають із розрахунку цього елемента як суцільного тіла з урахуванням пружних деформацій у арматурі та непружних деформацій у розтягнутому

і стиснутому бетоні при досягненні деформацій розтягу граничних значень, рівних

$$\varepsilon_{ctu} = 2f_{ctm}/E_{ck} , \quad (2.2)$$

де ε_{ctu} - значення відносних граничних деформацій розтягу бетону;

f_{ctm} – середнє значення міцності бетону на осьовий розтяг;

E_{ck} - характеристичне значення початкового модуля пружності бетону.

При визначенні моменту тріщиноутворення M_k розглядається перша стадія роботи залізобетонних елементів, тобто робота елементів без тріщин. В граничному стані деформації в розтягнутому бетоні на рівні арматури досягають граничних значень ε_{ctu} , що визначаються за формулою (2.2).

Використовуючи гіпотезу плоских перерізів (рис. 2.1), можна знайти деформації крайньої стиснутої фібри бетону $\varepsilon_{c(1)}$, приймаючи в першому наближенні значення $x = z_{(1)}$:

$$\varepsilon_{c(1)} = \frac{\varepsilon_{ctu}}{d - z_{(1)}} z_{(1)} . \quad (2.3)$$

Деформації в розтягнутій арматурі внаслідок її сумісної роботи з бетоном приймаються рівними $\varepsilon_s = \varepsilon_{ctu}$.

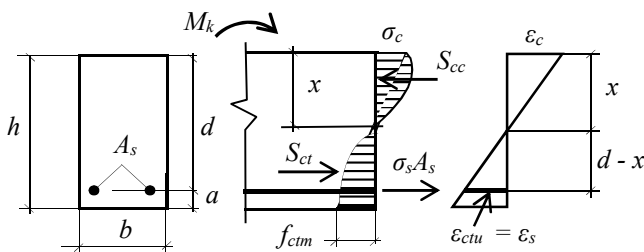


Рис. 2.1. Напружено-деформований стан згинального залізобетонного елемента перед утворенням тріщин

Задача знаходження моменту тріщиноутворення M_k вирішується методом наближення до виконання умови рівності зусиль в стиснутій і розтягнутій зонах поперечного перерізу:

$$S_{cc} = S_{ct} + S_s, \quad (2.4)$$

де S_{cc} – внутрішнє зусилля в бетоні стиснутої зони;

S_{ct} – те саме, в бетоні розтягнутої зони;

S_s – зусилля в розтягнутій арматурі.

Для визначення зусиль в бетоні стиснутої і розтягнутої зон використаємо деформаційну модель, в якій діаграма деформування бетону в обох зонах описується залежністю у вигляді (1.17). З огляду на це для напружено-деформованого стану за рис. 2.1 внутрішні зусилля, приймаючи в першому наближенні $x = z_{(1)}$, можна визначити за формулами:

$$S_{cc} = b \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon = w_c f_{cm} b z_{(1)}; \quad (2.5)$$

$$S_{ct} = b \int_0^{\varepsilon_{ctu}} \sigma_{ct} d\varepsilon_{ct} = w_t f_{ctm} b (h - z_{(1)}); \quad (2.6)$$

$$S_s = \varepsilon_s E_s A_z = \varepsilon_{ctu} E_s A_s, \quad (2.7)$$

де w_c і w_t – відповідно коефіцієнти повноти епюри напружень в бетоні стиснутої та розтягнутої зони перерізу.

Значення коефіцієнтів w_c і w_t визначаються за табл. Б2 додатку Б залежно від значення $\eta = \varepsilon_{c(1)} / \varepsilon_{c1,ck}$ для стиснутої зони бетону та $\eta = \varepsilon_{c(1)} / \varepsilon_{c1,ck} = 1,0$ для розтягнутої зони бетону.

В першому наближенні можна прийняти $z_{(1)} = 0,5h$ і, користуючись формулами (2.5) ... (2.7), окремо знайти зусилля лівої і правої частини рівняння (2.4). Достовірність виконання умови (2.4) можна оцінити за виразом

$$\Delta S = \frac{S_{cc}}{S_{ct} + S_s} = (0,95 \dots 1,05), \quad (2.8)$$

тобто, рівнянням (2.8) допускається похибка в розрахунках до 5% (можливо встановити і меншу похибку, наприклад 2 чи 3%).

Якщо умова (2.8) не виконується, то необхідно виконати другий крок наближення, прийнявши значення $z_{(2)} = z_{(1)} (1 \pm 0,02)$. Розрахунки повторюються до досягнення виконання умов (2.4) і (2.8) та остаточно приймаються значення $z_{(n)}$ і $\varepsilon_{c(n)}$ (n – останній крок наближення).

Після встановлення напружено-деформованого стану перерізу перед утворенням тріщин, згинальний момент тріщиноутворення можна знайти за формулою

$$M_k = \beta_c f_{ck} b z_{(n)}^2 + \beta_t f_{ctm} b (h - z_{(n)}) + \epsilon_{ctu} E_s (d - z_{(n)}), \quad (2.9)$$

де β_c – коефіцієнт, який приймається за табл. Б2 додатку Б при значенні $\eta = \epsilon_{c(n)} / \epsilon_{c1}$;

β_t – коефіцієнт, який приймається за табл. Б2 додатку Б при значенні $\eta = 1,0$.

Якщо на згинальний елемент (балку) діє згинальний момент від зовнішнього характеристичного навантаження $M_{Ek} \leq M_k$, то тріщини не виникають, в протилежному випадку, тобто при $M_{Ek} > M_k$, в нормальному перерізі згинальних елементів тріщини виникають.

2.3. Визначення ширини розкриття тріщин в нормальних перерізах балок

Ширина розкриття тріщин w_k визначається із умови, що подовження арматури Δl_s на ділянці між тріщинами s_r дорівнює сумі подовження бетону Δl_c та ширини розкриття тріщин w_k

$$\Delta l_s = \Delta l_c + w_k, \quad (2.10)$$

В правилах проектування ДСТУ Б В.2.6:2010 для визначення ширини розкриття тріщин пропонується формула

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{ctm}), \quad (2.11)$$

де $s_{r,max}$ – максимальний крок тріщин;

ϵ_{sm} – середні деформації в арматурі при відповідному сполученні навантажень;

ϵ_{ctm} – середня деформація бетону між тріщинами.

Теоретично обґрунтованих аналітичних залежностей для визначення величин $s_{r,max}$ і $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{ctm})$ наразі не розроблено, а тому в національних і європейських нормах проектування пропонуються залежності, які задовільно відповідають

експериментальним даним. Так, значення $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})$ можна визначати за формулою

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_s \rho_{p,eff})}{E_s} \leq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (2.12)$$

де σ_s – напруження в розтягнутій арматурі в перерізі з тріщинами;

$\alpha_s = E_c / E_{cm}$;

$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$ (для елементів без попереднього напружування арматури);

$A_{s,eff} = b \times h_{s,eff}$ – фактична площа розтягнутого бетону, що оточує арматуру;

$h_{s,eff}$ – висота розтягнутого бетону, значення якої приймається меншим із значень: $2,5(h - d)$; $(h - x)$; $\frac{h}{2}$;

k_t – коефіцієнт, що залежить від тривалості навантаження:

$k_t = 0,6$ – для короткотривалого навантаження;

$k_t = 0,4$ – для довготривалого навантаження;

E_{cm} – середнє значення початкового модуля пружності бетону;

$f_{ct,eff}$ – середнє значення міцності бетону на розтяг (зазвичай приймають $f_{ct,eff} = f_{ctm}$).

Максимальний крок розташування тріщин залежить від відстані між розтягнутими стержнями в розтягнутій зоні:

якщо віддаль між центрами стержнів не перевищує $5(c + d_s/2)$

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,425k_1k_2d_s/\rho_{p,eff}; \quad (2.13)$$

якщо віддаль між центрами стержнів більший ніж $5(c + d_s/2)$

$$s_{r,max} = 1,3(h - x), \quad (2.14)$$

де c – захисний шар бетону;

d_s – діаметр поздовжніх стержнів;

k_1 – коефіцієнт, що враховує характеристики зчеплення арматури ($k_1 = 0,8$ для стержнів періодичного профіля; $k_1 = 1,6$ для стержнів із гладкою поверхнею);

k_2 – коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій ($k_2 = 0,5$ для згинальних елементів; $k_2 = 1,05$ для чистого розтягу).

За формулою (2.12) значення ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}$), в основному, залежить від напруження в арматурі σ_s в перерізі з тріщиною, яке повинно визначатися від дії характеристичних значень навантаження за деформаційною моделлю. Для цього можна використати умови рівноваги поперечного перерізу з тріщиною, наведені в розділі 1. Так, з використанням описання діаграми деформування бетону за формулою (1.17) можна використати рівняння (1.20) і (1.22), прийнявши $M = M_{Ek}$, де M_{Ek} – згинальний момент від дії характеристичного значення відповідного навантаження.

Задачу визначення напружень в арматурі σ_s можна вирішити практичним методом (шляхом поступових наближень) по аналогії з визначенням несучої здатності нормального перерізу згинального елемента, як це наведено в 1.4. Задаючись значенням $\varepsilon_{c(1)}$, за якого визначається висота стиснутої зони $x = z_{(1)}$ до задоволення рівняння (1.20), знаходиться за формулою (1.26) згинальний момент $M_{(1)}$ і його значення порівнюється зі значенням M_{Ek} . На першому кроці можна прийняти $\varepsilon_{c(1)} = 0,3\varepsilon_{cu1,ck}$, а $z_{(1)} = 0,5d$. В подальшому значення $\varepsilon_{c(1)}$ можна поступово збільшувати через $0,05 \varepsilon_{cu1}$. Розрахунки продовжуються до тих пір, коли на n кроці виясниться, що значення $M_{(n)} = (1 \pm 0,05) M_{Ek}$. На кінцевому кроці розрахунків за значенням $\varepsilon_{s(n)}$ знаходиться значення напружень в арматурі $\sigma_s = \varepsilon_{s(n)} E_s$, яке використовуються у формулі (2.12).

Значення ε_s можна знайти з графіку на рис. 1.3, визначивши кривину χ при значенні $M = M_{Ek}$, яка включає ε_s .

На повну ширину розкриття тріщин w_k впливають змінні тривалі навантаження, які визначаються відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». В цьому випадку повна ширина розкриття тріщин w_k визначається за формулою

$$w_k = w_{k1} - w_{k2} + w_{k3} , \quad (2.15)$$

де w_{k1} - ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих та короточасних навантажень (повного навантаження);

w_{k2} – ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень;

w_{k3} – ширина розкриття тріщин від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень.

При визначенні ширини розкриття тріщин w_k в формулу (2.12) підставляється наступні значення напружень σ_s та коефіцієнта k_t :

при визначенні w_{k1} напруження σ_s знаходяться за дії згинального моменту M_{Ek} від нетривалої дії постійних і змінних тривалих і короточасних навантажень, значення k_t приймають рівним $k_t = 0,6$; при визначенні w_{k2} напруження σ_s знаходяться за дії згинального моменту M_{Eks} від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень, значення k_t приймають рівним $k_t = 0,6$; при визначенні w_{k3} напруження σ_s знаходяться за дії згинального моменту M_{Ekl} від тривалої дії постійних і змінних тривалих і навантажень, значення k_t приймають рівним $k_t = 0,4$.

Визначене значення ширини розкриття тріщин не повинно перевищувати допустиме значення ($w_k \leq w_{k,u}$), яке встановлюється правилами проектування конструкцій. В більшості випадків приймають $w_{k,u} = 0,4$ мм (табл. А.6 додатку А).

2.4. Розрахунок прогинів балок

У загальному випадку прогин f_m згинальних залізобетонних елементів визначають за формулою

$$f_m = \int_0^l \left(\frac{\bar{M} M_{Ek}}{E_{ck} I_{red}} \right)_x dx = \int_0^l \bar{M}_x \left(\frac{1}{r} \right)_x dx , \quad (2.16)$$

\bar{M}_x – згинальний момент у перерізі x від одиничної сили, прикладеної в цьому перерізі в напрямку переміщення, що відшукується;

M_{Ek} – згинальний момент в перерізі x від дії характеристичного значення відповідного зовнішнього навантаження;

E_{ck} – характеристичне значення початкового модуля пружності бетону;

I_{red} – приведений момент інерції поперечного перерізу;

$(1/r)_x$ – кривизна осі балки у перерізі, обчислена при навантаженні, за якого визначається прогин;

l – розрахунковий проліт балки;

r – радіус вигнутої осі балки.

Після інтегрування за деякими спрощеннями прогин статично визначених балок допускається визначати за формулою

$$f = k_m \frac{1}{r} l^2 = k_m \chi l^2, \quad (2.17)$$

де $\frac{1}{r} = \chi$ – кривизна у перерізі із найбільшим згинальним моментом;

k_m – коефіцієнт, який залежить від розрахункової схеми балки та характеру навантаження [2].

Для статично невизначених балок розподіл згинального моменту M_{Ek} і кривизни $1/r = \chi$ по довжині елемента слід визначати з урахуванням фактичної жорсткості його перерізів.

Вплив тривалої дії навантаження на збільшення прогину допускається враховувати шляхом множення відповідного значення прогину (кривизни), визначеного як для короткочасної дії навантаження, на коефіцієнт повзучості бетону, наведений в табл. А.5 додатку А.

Повна величина прогину f з урахуванням дії постійних та змінних тривалих і короткочасних навантажень визначається за формулою

$$f = f_1 - f_2 + f_3, \quad (2.18)$$

де f_1 - прогин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих та короткочасних навантажень (повного навантаження);

f_2 - прогин від нетривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень;

f_3 - прогин від тривалої дії постійних і змінних тривалих навантажень.

Визначений за формулою (2.18) прогин не повинен перевищувати гранично допустимий прогин f_u , який слід призначати згідно з ДСТУ Б В.1.2-3:2006 залежно від технологічних, конструкційних, фізіологічних та естетико-психологічних вимог. Вертикальні граничні прогини елементів конструкцій і навантаження, від яких слід визначати прогини, наведені в табл. Б.4 додатку Б. Для елементів конструкцій будівель і споруд, граничні прогини яких не обумовлені цим нормативним документом та іншими нормативними документами, вертикальні прогини від постійних, тривалих і короткочасних навантажень не повинні перевищувати 1/150 прольоту або 1/75 вильоту консолі.

3. ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ І КОНСТРУЮВАННЯ ОДНОПРОЛІТНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКИ З КОНСОЛІЮ

3.1. Вихідні дані для проектування балки

Відстань між гранями опор $l_n = 6,1$ м.

Довжина консолі балки $l_c = 1,6$ м.

Ширина ригеля $b_w = 40$ см.

Характеристичні навантаження: постійне $g = 38,8$ кН/м;

характеристичне змінне $p = 22,4$ кН/м;

характеристичне значення змінного тривалого
(квазіпостійного) навантаження $p_l = 14,5$ кН/м.

Коефіцієнти надійності за навантаженням:

для граничних експлуатаційних значень $\gamma_{fe} = 1,0$;

для граничних розрахункових значень постійних
навантажень $\gamma_{fm} = 1,1$;

для граничних розрахункових значень змінних
навантажень $\gamma_{fm} = 1,3$.

Клас бетону С 20/25; коефіцієнт умов роботи бетону
 $\gamma_c = 0,9$.

Клас арматури: поздовжньої робочої – А500С; поперечної і
монтажної – А240С.

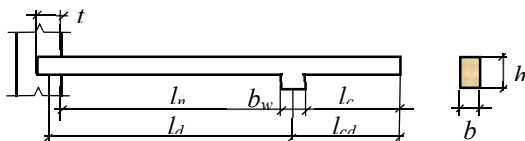


Рис. 1. Основні розміри однопролітної залізобетонної
балки з консоллю

3.2. Визначення розрахункових прольотів та навантаження на балку

Крайньою лівою опорою для балки є цегляна стіна з довжиною площі обпирання балки, рівною $t = 40$ см., а правою опорою – монолітний залізобетонний ригель, з яким балка з'єднана монолітно і вважається защемленою по його граням.

Ліва опора вважається шарнірно рухомою, а опорна реакція діє в центрі довжини обпирання.

Розрахунковий проліт балки l_d визначаємо за формулою

$$l_d = l_n + 0,5(t + b_w) = 6,1 + 0,5(0,4 + 0,4) = 6,5 \text{ м,}$$

а консолі

$$l_{cd} = l_c + 0,5b_w = 1,6 + 0,5 \times 0,4 = 1,8 \text{ м.}$$

Розрахункові значення навантажень визначаємо множенням характеристичних значень на коефіцієнти надійності за навантаженням γ_f . Повні сумарні навантаження q визначаємо як суму тривалих і змінних короточасних навантажень, тобто $q = g + p$ (табл. 1).

Таблиця 1

Значення розрахункових експлуатаційних, граничних та повних навантажень на балку

Вид навантаження	Характеристичні, кН/м	Розрахункові навантаження, кН/м			
		Експлуатаційні		Граничні	
		γ_{fe}	Значення	γ_{fm}	Значення
Постійні, g	38,8	1,0	38,8	1,1	42,7
Змінні, p	22,4	1,0	22,4	1,3	29,1
Повні, q	61,2	-	61,2	-	71,8

Розрахункова схема однопролітної залізобетонної балки з консоллю при дії розрахункового граничного повного навантаження представлена на рис. 2.

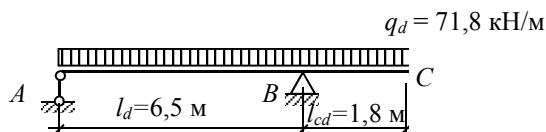


Рис. 2. Розрахункова схема однопролітної балки з консоллю

3.3. Визначення згинальних моментів і поперечних сил в перерізах балки

Однопролітна балка з консоллю є статично визначеною системою, а тому перерозподіл зусиль в перерізах не відбувається. Граничні значення згинальних моментів і поперечних сил знаходимо від дії повного розрахункового граничного навантаження $q_d = g_d + p_d = 42,7 + 29,1 = 71,8$ кН/м.

Опорний згинальний момент на опорі B визначаємо від дії навантаження на консолі за формулою

$$M_B = \frac{q_d l_{cd}^2}{2} = \frac{71,8 \times 1,8^2}{2} = 116,3 \text{ кН} \times \text{м}.$$

В прольотах згинальні моменти визначимо, розглядаючи балку як одно пролітну під дією зовнішнього навантаження і опорного моменту M_B (рис. 3). Опорні реакції R_A і R_{B1} знаходимо з умови рівності нулю суми моментів від зовнішнього навантаження і опорних реакцій відносно відповідно опор A і B . Рівняння моментів відносно опори A в межах прольоту

$$M_{0A} = \frac{q_d l_d^2}{2} + M_B - R_{B1} l_d = 0,$$

з якого знаходимо

$$R_{B1} = \frac{q_d l_d}{2} + \frac{M_{B1}}{l_d} = \frac{71,8 \times 6,5}{2} + \frac{116,3}{6,5} = 251,2 \text{ кН}.$$

де R_{B1} - опорна реакція на опорі B від завантаження прольоту.

Аналогічно знаходиться опорна реакція на опорі A :

$$M_{0B} = \frac{q_d l_d}{2} - M_B - R_A l_d,$$

з якого

$$R_A = \frac{q_d l_d}{2} - \frac{M_{B1}}{l_d} = \frac{71,8 \times 6,5}{2} - \frac{116,3}{6,5} = 215,5 \text{ кН}.$$

Опорні реакції знайдені правильно, якщо виконується умова

$$R_A + R_{B1} = q_d l_d = 251,2 + 215,5 = 466,7 = 71,8 \times 6,5 = 466,7 \text{ кН}.$$

Значення згинальних моментів в будь якому перерізі балки на віддалі x від опори A можна знайти за формулою

$$M_x = R_A x - \frac{q_d x^2}{2}.$$

Максимальний граничний згинальний момент в прольоті M_{max} знаходимо при значенні x , коли виконується умова

$$\frac{dM_x}{dx} = R_A - q_d x = 0,$$

$$\text{з якої знаходимо } x_{max} = \frac{R_A}{q_d} = \frac{215,5}{71,8} = 3,0 \text{ м.}$$

Максимальний момент при $x_{max} = 3,0$ м дорівнює

$$M_{max} = R_A x_{max} - \frac{q_d x_{max}^2}{2} = 215,5 \times 3,0 - \frac{71,8 \times 3,0^2}{2} = 323,4 \text{ кН} \times \text{м.}$$

Згинальні моменти в консолі визначаємо за формулою

$$M_{cx} = \frac{q_d (l_{cd} - x_c)^2}{2},$$

а поперечну силу – за формулою

$$Q_{cx} = q_d (l_{cd} - x_c),$$

де x_c – віддаль від опори B до перерізу в консолі, що розглядається.

Величини граничних згинальних моментів при значеннях $x = kl_d$ ($k = 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8; 0,9$ і $1,0$) і при $x = x_{max}$ в прольоті балки та при $x_c = k_c l_{cd}$ ($k_p = 0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1,0$) в консолі наведені в табл. 2, а епюри згинальних моментів і поперечних сил на рис. 3.

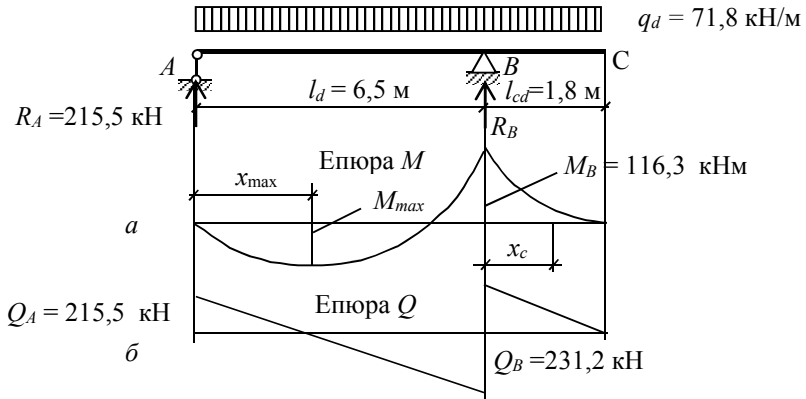


Рис. 3. Епюри згинальних моментів (а) та поперечних сил (б)

Таблиця 2

Значення згинальних моментів M_x і M_{cx} та поперечних сил Q_x в перерізах балки

В прольоті балки			В консолі балки		
Положення перерізу, x , м	M_x , кН×м	Q_x , кН	Положення перерізу, x_c , м	M_{cx} , кН×м	Q_{cx} , кН
0	0,0	215,5	0,0	116,3	129,2
0,65	124,9	168,8	0,36	74,4	103,4
1,30	219,5	122,2	0,72	41,9	77,5
1,95	283,7	75,5	1,08	18,6	51,7
2,60	317,5	28,8	1,44	4,7	25,8
$x_{max}=3,00$	323,4	0,0	1,80	0,0	0,0
3,25	321,2	-17,9			
3,90	294,4	-64,5			
4,55	237,3	-111,2			
5,20	149,9	-157,9			
5,85	32,1	-204,5			
6,50	-116,3	-231,2			

3.4. Розрахунок міцності нормальних перерізів

Попередньо приймаємо висоту балки $h = 1/12 l_d = 6,5/12 = 0,54$ м, призначаємо $h = 0,6$ м, ширину балки прийmemo $b = 0,5h = 0,5 \times 0,4 = 0,3$ м. Робоча висота перерізу $d = h - a_s = 0,6 - 0,05 = 0,55$ м. Механічні і деформаційні характеристики бетону класу C20/25: $f_{ck} = 18,5$ МПа; $f_{cd} = 14,5$ МПа; $\varepsilon_{c1} = 0,00165$; $\varepsilon_{cu1} = 0,00344$; механічні і деформаційні характеристики арматури класу A500C: $f_{yk} = 500$ МПа; $E_s = 2,1 \times 10^5$ МПа; $\varepsilon_{ud} = 0,02$.

За табл. Б.3 додатку Б приймаємо $\omega = \omega_{max} = 0,8149$ при $\gamma = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} = 1,72$, за якого $\varepsilon_{c(1)} = 1,72 \times 0,00165 = 283,8 \times 10^{-5}$. За значення $\gamma = 1,72$ коефіцієнт $\beta = 0,4639$.

Визначення площі розтягнутої арматури виконуємо методом послідовних наближень, при цьому точність наближення приймаємо близькою до 0,02 (2%). В першому наближенні прийmemo $z_{(1)} = 0,5d = 0,5 \times 0,55 = 0,275$ м. За гіпотезою

плоских перерізів при значенні $\varepsilon_{c(1)} = 283,8 \times 10^{-5}$ деформації арматури складуть

$$\varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)}) = \frac{283,8 \times 10^{-5}}{0,275} (0,55 - 0,275) = 283,8 \times 10^{-5}.$$

Граничні деформації в арматурі, які можна прийняти в розрахунках визначимо за формулою

$$\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{\gamma_s E_s} = \frac{500}{1,1 \times 2 \times 10^5} = 0,002165.$$

Оскільки $\varepsilon_{s(1)} = 285,12 \times 10^{-5} > \varepsilon_{s0} = 0,002165$, подальше в розрахунках приймаємо $\varepsilon_{s(1)} = \varepsilon_{s0} = 0,002165$

Площу розтягнутої арматури в першому наближенні обчислимо за формулою

$$A_{s(1)} = \frac{f_{cd} b z_{(1)} \omega_{max}}{\varepsilon_{s(1)} E_s} = \frac{14,5 \times 10^6 \times 0,3 \times 0,275 \times 0,8149}{216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6} = 21,44 \text{ см.}^2$$

Перевіряємо міцність балки при визначеній арматурі в першому наближенні:

згинальний момент, що сприймає стиснута зона бетону

$$M_{c(1)} = \beta f_{cd} b z_{(1)}^2 = 0,4639 \times 14,5 \times 10^6 \times 0,3 \times 0,275^2 = 150,32 \text{ кН} \times \text{м};$$

згинальний момент, що сприймає розтягнута арматура

$$M_{s(1)} = A_{s(1)} \varepsilon_{s(1)} E_s (d - z_{(1)}) = 0,002144 \times 216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6 (0,55 - 0,275) = 268,05 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Повний момент, який сприймає поперечний переріз балки

$$M_{S(1)} = M_{c(1)} + M_{s(1)} = 150,32 + 268,05 = 418,37 \text{ кН} \times \text{м}$$

Відношення $M_{S(1)} / M_{Ed,max} = 418,37 / 323,4 = 1,29 > 1,00$, де $M_{Ed,max}$ – максимальний згинальний момент, який виникає в прольоті балки (табл. 2). Порівняння моментів свідчить, що в першому наближенні прийнята отримана завищена площа поперечного перерізу арматури. Тому в другому наближенні приймаємо значення $z_{(2)} = (1 - 0,05) z_{(1)} = 0,95 \times 0,275 = 0,261$ і розрахунок повторюємо (всі обчислення виконуються в програмі Exsel). Умова $M_{Ed,max} \leq M_{S(1)} \leq 1,05 M_{Ed,max}$ досягнута на восьмому кроці наближення, коли $z_{(8)} = 0,198$ м, що дає можливість кінцево визначити необхідну площу робочої арматури

$$A_{s(8)} = \frac{f_{cd} b z_{(8)} \omega_{max}}{\varepsilon_{s(8)} E_s} = \frac{14,5 \times 10^6 \times 0,3 \times 0,198 \times 0,8149}{216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6} = 15,44 \text{ см.}^2$$

За такої площі арматури відповідно моменти, які може витримати переріз по стиснутій і розтягнутій зонах, будуть рівні

$$M_{c(8)} = \beta f_{cd} b z_{(8)}^2 = 0,4639 \times 14,5 \times 10^6 \times 0,3 \times 0,198^2 = 77,92 \text{ кН} \times \text{м};$$

$$M_{s(8)} = A_{s(1)} \varepsilon_{s(8)} E_s (d - z_{(8)}) = 0,002144 \times 216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6 (0,55 - 0,198) = 247,04 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Повний момент, який може сприймати поперечний переріз

$$M_{S(8)} = M_{c(8)} + M_{s(8)} = 77,92 + 247,04 = 324,96 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Відношення $M_{S(8)} / M_{Ed,max} = 324,96 / 323,4 = 1,005 < 1,05$, що площа робочої поздовжньої арматури визначена правильно. Відповідно до сортаменту арматури приймаємо для армування балки в прольоті 4Ø22A500C з фактичною площею $A_s = 15,20 \text{ см}^2$ (табл. Б.5 додатку Б).

Для визначення площі арматури в консолі балки розрахункові параметри поперечного перерізу прийемо такими, як і в прольоті, але розрахунковий згинальний момент приймаємо рівним опорному на опорі B $M_{Ed,sup} = M_B = 116,3 \text{ кН} \times \text{м}$, при цьому розглядається переріз з розтягнутою зоною у верхній частині балки.

З розрахунку перерізу в польоті видно, що при значенні $z = 0,198 \text{ м}$ р переріз зможе прийняти момент $M_{S(8)} = 324,96 \text{ кН} \times \text{м}$, що значно більше діючого моменту на опорі $M_{Ed,sup} = 116,3 \text{ кН} \times \text{м}$, тому в першому наближенні прийемо і значно менше значення $z_{(1)} = 0,067 \text{ м}$. При такому значенні $z_{(1)}$ деформації в розтягнутій арматурі складуть

$$\varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)}) = \frac{283,8 \times 10^{-5}}{0,067} (0,55 - 0,067) = 2045,9 \times 10^{-5}$$

що більше $\varepsilon_{s0} = 0,002165$. Приймаємо $\varepsilon_{s(1)} = 0,002165$.

Визначимо площу розтягнутої робочої арматури в першому наближенні за формулою

$$A_{s(1)} = \frac{f_{cd} b z_{(1)} \omega_{max}}{\varepsilon_{s(1)} E_s} = \frac{14,5 \times 10^6 \times 0,3 \times 0,067 \times 0,8149}{216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6} = 0,000515 \text{ м}^2 = 5,15 \text{ см.}^2$$

Моменти, які може сприймати переріз з отриманою арматурою

$$M_{c(1)} = \beta f_{cd} b z_{(1)}^2 = 0,4639 \times 14,5 \times 10^6 \times 0,3 \times 0,067^2 = 9,06 \text{ кН} \times \text{м};$$

$$M_{s(1)} = A_{s(1)} \varepsilon_{s(1)} E_s (d - z_{(1)}) = 0,000515 \times 216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6 (0,55 - 0,067) = 113,09 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Повний момент, який може сприйняти поперечний переріз

$$M_{S(1)} = M_{c(1)} + M_{s(1)} = 9,06 + 113,09 = 122,15 \text{ кН} \times \text{м}.$$

$$\text{Відношення } M_{S(1)} / M_{Ed, sup} = 122,15 / 116,3 = 1,05 = 1,05.$$

Прийняте значення $z_{(1)}$ в першому наближенні задовольнило необхідну точність визначення арматури, подальші кроки розрахунків не потрібні. Відповідно до сортаменту приймаємо для армування консолі 4Ø14A500C ($A_s = 6,16 \text{ см}^2$).

3.5. Розрахунок міцності балки по похилим перерізам

При рівномірно розподіленому навантаженні перевірка міцності за поперечною силою здійснюється в перерізі, який розташований від грані опори на відстані, не меншій d . Тому приймаємо розрахункову поперечну силу по опорі Б рівною $V_{Ed} = Q_B - q_d d = 231,2 - 71,8 \times 0,545 = 192,1 \text{ кН}$.

В згинальних елементах поперечна сила сприймається роботою стиснутої зони бетону на зріз і поперечною арматурою (поперечними чи похилими стержнями). При цьому в умовах міцності похилих перерізів передбачається врахування тільки одного фактору, тобто, враховується або робота стиснутого бетону або робота поперечної арматури. З цього приводу розрахунок міцності похилих перерізів виконуються в дві стадії (ДСТУ Б.В.2.6-156:2010).

В першій стадії величина опору зсуву залізобетонного перерізу $V_{Rd,c}$ визначається за формулою

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_l \sigma_{cp}] b d,$$

$$\text{де } C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,3 = 0,14 \text{ МПа } (\gamma_c = 1,3);$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/545} = 1,61 \text{ (} d = 54,5 \text{ см} = 545 \text{ мм)};$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b d) = 6,16/(30 \times 54,5) = 0,0038 < 0,02.$$

$$f_{ck} = 18,5 \text{ МПа}; \quad k_l = 0,15; \quad \sigma_{cp} = 0 \text{ (для згинальних елементів)}.$$

Після підстановки значень складових величина $V_{Rd,c}$ складає

$$V_{Rd,c} = [0,14 \times 10^6 \times 1,61(100 \times 0,0038 \times 18,5)^{1/3} + 0,15 \times 0] \times 0,3 \times 0,545 = 70757 \text{ Н} = 70,8 \text{ кН} < V_{Ed} = 192,1 \text{ кН}$$

Мінімальне значення $V_{Rd,c}$ визначається за формулою

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_I \sigma_{cp}) b_w d = 0,31 \times 0,3 \times 0,545 = 50,4 \text{ кН} < 70,8 \text{ кН}.$$

$$\text{де } V_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 1,61^{3/2} \times 18,5^{1/2} = 0,31 \text{ МПа}$$

Оскільки $V_{Rd,c} = 70,8 \text{ кН} < V_{Ed} = 192,1 \text{ кН}$, міцність похилого перерізу опором бетону стиснутої зони не забезпечується, тобто необхідний розрахунок поперечної арматури, який полягає у визначенні діаметра і кроку поперечних стержнів.

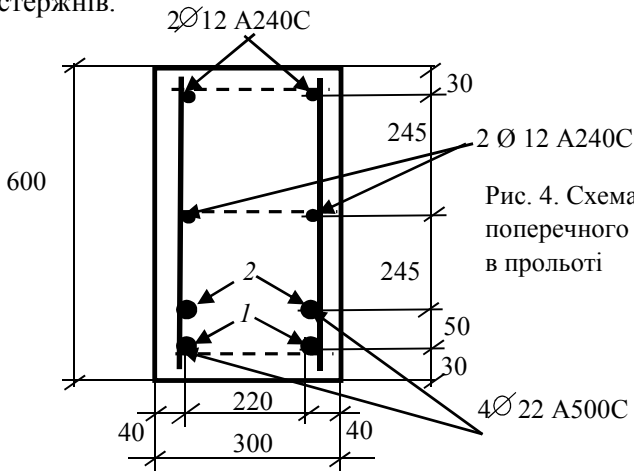


Рис. 4. Схема армування поперечного перерізу балки в прольоті

Балку армуємо двома плоскими каркасами, які розташовуються в межах прольоту, а також двома плоскими каркасами, розташованими в консолі. Поздовжню арматуру в каркасах встановлюємо в два ряди (рис. 4).

При поздовжніх стержнях діаметром 22 мм із умов зварювання діаметр другого напрямку повинен бути не меншим 6 мм. В зв'язку з цим приймаємо поперечні стержні із арматури класу A240C діаметром $d_w = 6 \text{ мм}$ ($f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$). Максимальний крок поперечних стержнів не повинен перевищувати

$s_{wmax} = 0,75d = 0,75 \times 54,5 = 40,8$ см. Приймаємо попередньо крок поперечних стержнів рівним $s_w = 40$ см.

Опір зсуву балки при прийнятих вертикальних поперечних стержнях визначимо за формулою

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta = \frac{0,000057}{0,4} 0,49 \times 170 \times 10^6 = 11870 \text{ Н} = 11,87 \text{ кН} < V_{Ed} = 192,1 \text{ кН},$$

$A_{sw} = 0,000057 \text{ м}^2$ – площа поперечного перерізу вертикальних стержнів в одній площині;

$$z = 0,9d = 0,9 \times 0,545 = 0,49 \text{ м}; \cot \theta = 1,0.$$

Прийнята поперечна арматура не забезпечує міцність похилих перерізів, її необхідно збільшити. Прийmemo діаметр поперечних стержнів 8 мм ($A_{sw} = 0,000101 \text{ м}^2$), а крок - $s_w = 25$ см і повторимо визначення міцності перерізу

$$V_{Rd,s} = \frac{0,000101}{0,25} 0,49 \times 170 \times 10^6 = 33653 \text{ Н} = 33,7 \text{ кН} < V_{Ed}$$

Прийmemo діаметр поперечних стержнів 12 мм ($A_{sw} = 0,00026 \text{ м}^2$) з кроком 10 см ($s = 0,1 \text{ м}$). В цьому випадку

$$V_{Rd,s} = \frac{0,00029}{0,10} 0,49 \times 170 \times 10^6 = 216580 \text{ Н} = 216,6 \text{ кН} > V_{Ed}.$$

Приймаємо наступне поперечне армування в прольотних каркасах: діаметр поперечних стержнів $d_w = 12$ мм класу A240C з кроком на при опорних ділянка ($0,25l_n = 1,5 \text{ м}$) $s_w = 10$ см, а на решті ділянках $s_w = 20$ см. В опорних каркасах поперечну арматуру приймаємо конструктивно діаметром $d_w = 6$ мм класу A240C з кроком $s_w = 15$ см

Монтажну верхню арматуру приймаємо із стержнів класу A240C діаметром 12 мм. Для зменшення впливу усадки в середній частині по висоті балки також встановлюються поздовжні стержні діаметром 12 мм. Схема армування поперечного перерізу балки показана на рис. 5.

3.6. Побудова епюри матеріалів

В прольоті за максимальним моментом підібрана арматури 4Ø22A500C, площа якою в перерізах з меншими згинальними моментами вона повністю не використовується, тому в цих перерізах можна прийняти меншу площу арматури. В зв'язку з цим на всій довжині балки з необхідною довжиною анкерування

встановлюємо нижні стержні 2Ø22A500C (рис. 4), а два верхніх стержня можна обірвати в перерізах, де вони за розрахунком не потрібні. Для цього визначаємо, який згинальний момент може сприйняти переріз при армуванні тільки нижніми стержнями 2Ø22A500C ($A_{s1} = 7,6 \text{ см}^2$).

Визначаємо висоту стиснутої зони бетону

$$z_1 = \frac{A_{s1} \varepsilon_{s0} E_s}{f_{cd} b \omega_{max}} = \frac{0,00076 \times 216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6}{14,5 \times 10^6 \times 0,3 \times 0,8149} = 0,098 \text{ м.}$$

Згинальний момент, що сприймає стиснута зона бетону

$$M_{c(1)} = \beta f_{cd} b z_1^2 = 0,4639 \times 14,5 \times 10^6 \times 0,3 \times 0,098^2 = 19,38 \text{ кНм},$$

де $\beta = 0,4639$ при ω_{max} (табл. Б.3 додатку Б).

Згинальний момент, що сприймає розтягнута арматура

$$M_{s(1)} = A_{s1} \varepsilon_{s0} E_s (d_1 - z_1) = 0,00076 \times 216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6 \times (0,564 - 0,098) = 161,01 \text{ кНм},$$

де d_1 – уточнена робоча висота перерізу

$$d_1 = h - u - d/2 = 60 - 2,5 - 2,2/2 = 56,4 \text{ см},$$

$u = 2,5 \text{ см}$ – захисний шар бетону.

Повний момент, який сприймає поперечний переріз з арматурою 2Ø22A500C

$$M_{S(1)} = M_{c(1)} + M_{s(1)} = 19,38 + 161,01 = 180,39 \text{ кН} \times \text{м.}$$

Уточнимо момент, який може сприйняти переріз балки з арматурою 4Ø22A500C при захисному шарі $u = 2,5 \text{ см}$ і віддалі між осями поздовжніх стержнів у вертикальному напрямку $v = 5 \text{ см}$. В цьому випадку робоча висота перерізу становить

$$d_2 = h - u - 0,5d - 0,5v = 60 - 2,5 - 0,5 \times 2,2 - 0,5 \times 5 = 53,9 \text{ см.}$$

Висота стиснутої зони складає

$$z_2 = \frac{A_s \varepsilon_{s0} E_s}{f_{cd} b \omega_{max}} = \frac{0,00152 \times 216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6}{14,5 \times 10^6 \times 0,3 \times 0,8149} = 0,194 \text{ м.}$$

Згинальний момент, що сприймає стиснута зона бетону

$$M_{c(2)} = \beta f_{cd} b z_2^2 = 0,4639 \times 14,5 \times 10^6 \times 0,3 \times 0,194^2 = 75,94 \text{ кНм}$$

Згинальний момент, що сприймає розтягнута арматура

$$M_{s(2)} = A_s \varepsilon_{s0} E_s (d_2 - z_2) = 0,00152 \times 216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6 \times (0,539 - 0,194) = 248,42 \text{ кНм.}$$

Повний момент, який сприймає поперечний переріз з арматурою 4Ø22A500C

$$M_{S(2)} = M_{c(2)} + M_{s(2)} = 75,94 + 248,42 = 333,42 \text{ кНм.}$$

Оскільки $M_{Ed} = 323,4 \text{ кНм} < M_{S(2)} = 333,42 \text{ кНм}$, міцність поперечного перерізу балки в прольоті забезпечена.

Стержні верхнього ряду в прольоті при значенні згинального моменту $M_{Ed} \leq M_{S(1)} = 180,39 \text{ кНм}$ за розрахунком не потрібні, а тому з метою економії арматури на цих ділянках їх можна обірвати. Місця теоретичного обриву стержнів можна визначити з рівняння

$$M_x = R_A x - \frac{q_d x^2}{2} = M_{S(1)}, \text{ або } q_d x^2 - 2R_A x + 2M_{S(1)} = 0,$$

з якого $x = 71,8x^2 - 431x + 360,78 = 0$; $x_{1,2} = 3 \pm 1,96$;
 $x_1 = 1,04 \text{ м}$; $x_2 = 4,96 \text{ м}$.

Довжина стержнів другого ряду в прольоті дорівнює $l_2 = x_2 - x_1 = 4,96 - 1,04 = 3,92 \text{ м}$. Якщо взяти до уваги, що стержні повинні бути заведені за місце теоретичного обриву не менше, ніж на $10d$, то повна довжина стержнів другого ряду в прольоті становитиме $l_2 = 3,92 + 20 \times 0,022 = 4,36 \text{ м}$. Довжина стержнів першого нижнього ряду складає $l_1 = l_n + t - 0,015 + + 0,5b_w = 6,1 + 0,4 - 0,015 + 0,5 \times 0,4 = 6,685 \text{ м}$.

Стержні першого ряду в прольоті заводяться за грані опор також не менше, ніж на $10d$.

За значенням максимального опорного моменту в консолі прийнята необхідна площа арматури, яка прийнята 4Ø14A500C з $A_s = 6,16 \text{ см}^2$. Визначимо міцність поперечного опорного перерізу балки, яка відповідає 2Ø14A500C ($A_{sl} = 3,08 \text{ см}^2$).

Висота стиснутої зони бетону в цьому перерізі складає

$$z_1 = \frac{A_{s1} \varepsilon_{s0} E_s}{f_{cd} b \omega_{max}} = \frac{0,000308 \times 216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6}{14,5 \times 10^6 \times 0,3 \times 0,8149} = 0,039 \text{ м.}$$

Згинальний момент, який сприймає переріз, що відноситься до стиснутої зони бетону

$$M_{c(3)} = \beta f_{cd} b z_1^2 = 0,4639 \times 14,5 \times 10^6 \times 0,3 \times 0,039^2 = 3,1 \text{ кНм},$$

де $\beta = 0,4639$ при ω_{max} (табл. Б.3 додатку Б).

Згинальний момент, що сприймає переріз з відповідною площею розтягнутої арматури (2Ø14A500C ($A_{sl} = 3,08 \text{ см}^2$))

$$M_{S(3)} = A_{s1} \varepsilon_{s0} E_s (d_1 - z_1) =$$

$$= 0,000308 \times 216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6 \times (0,573 - 0,039) = 74,7 \text{ кНм},$$

де d_1 – уточнена робоча висота перерізу

$$d_1 = h - u - d/2 = 60 - 2,0 - 1,4/2 = 57,3 \text{ см.}$$

Повний момент, який сприймає поперечний переріз з арматурою 2Ø14A500C

$$M_{S(3)} = M_{c(3)} + M_{s(3)} = 3,1 + 74,7 = 77,8 \text{ кН}\times\text{м.}$$

Визначимо повний момент, який може сприйняти опорний поперечний переріз балки з арматурою 4Ø14A500C ($A_s = 6,16 \text{ см}^2$). Висота стиснутої зони за цієї арматури

$$z_2 = \frac{A_s \varepsilon_{s0} E_s}{f_{cd} b \omega_{\max}} = \frac{0,000616 \times 216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6}{14,5 \times 10^6 \times 0,3 \times 0,8149} = 0,079 \text{ м.}$$

Згинальний момент, що сприймає стиснута зона бетону

$$M_{c(4)} = \beta f_{cd} b z_2^2 = 0,4639 \times 14,5 \times 10^6 \times 0,3 \times 0,079^2 = 12,5 \text{ кНм.}$$

Згинальний момент, що сприймає розтягнута арматура

$$\begin{aligned} M_{s(4)} &= A_s \varepsilon_{s0} E_s (d_2 - z_2) = \\ &= 0,00152 \times 216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6 \times (0,553 - 0,079) = 132,75 \text{ кНм,} \end{aligned}$$

де $d_2 = h - u - 0,5d - 0,5v = 60 - 2 - 0,5 \times 1,4 - 0,5 \times 4 = 55,3 \text{ см.}$

Повний момент, який сприймає поперечний переріз з арматурою 4Ø14A500C

$$M_{S(4)} = M_{c(4)} + M_{s(4)} = 12,5 + 132,75 = 145,25 \text{ кНм.}$$

$M_{Ed} = 116,3 \text{ кН}\times\text{м} < M_{S(4)} = 145,25 \text{ кНм}$, що свідчить про достатню міцність балки. Зменшити площу перерізу арматури не дозволяє сортамент арматури.

Перший ряд верхніх стержнів встановлюється від перерізу в прольоті, в якому $M_{Ed} = 0$, і до кінця консолі. Значення x_3 визначимо з рівняння

$$M_x = R_A x - \frac{q_d x^2}{2} = 0, \text{ або } x_3 = 2R_A / q_d = 2 \times 215,5 / 71,8 = 6,00 \text{ м.}$$

Довжина стержнів першого ряду верхніх стержнів складає $l_3 = 6,50 - 6,00 + 1,80 + 10 \times 0,014 - 0,015 = 2,425 \text{ м.}$

Віддаль від осі опори до теоретичного місця обривання верхніх стержнів другого ряду в прольоті можна визначити з рівняння

$$M_x = R_A x - \frac{q_d x^2}{2} = M_{S(3)}, \text{ або } q_d x^2 - 2R_A x + 2M_{S(3)} = 0, \\ x^2 - 6x - 2,17 = 0, \text{ з якого } x_4 = 6,34 \text{ м.}$$

Місце теоретичного обриву верхніх стержнів другого ряду в консолі знайдемо з рівняння

$$M_{cx} = \frac{q_d (l_{cd} - x_c)^2}{2} = M_{S(3)} = \frac{71,8 (1,8 - x_c)^2}{2} = 77,8,$$

з якого $x_{c4} = 0,33 \text{ м.}$ Повна довжина верхніх стержнів другого ряду

складає $l_4 = 6,50 - 6,34 + 0,33 + 2 \times 10 \times 0,014 = 0,77$ м (рис. 5).

3.7. Розрахунок балки за розкриттям тріщин

Визначимо ширину розкриття тріщин в нормальному перерізі в прольоті балки. Оскільки розрахунок за шириною розкриття тріщин відноситься до розрахунків за граничними станами другої групи, використовуємо характеристичні значення навантажень та механічних характеристик матеріалів.

Характеристичне значення згинального моменту M_{Ek} від дії зовнішнього навантаження можна знайти за залежністю

$M_{Ek} = M_{Ed} q_k / q_d = 323,4 \times 61,2 / 71,8 = 275,7$ кН×м,
де $q_k = 61,2$ кН/м – експлуатаційне (характеристичне) рівномірно розподілене навантаження на балку (табл. 1).

Аналогічно знайдемо згинальний момент від дії довготривалого навантаження

$M_{Ekl} = M_{Ed} q_l / q_d = 323,4 \times 53,3 / 71,8 = 240,4$ кН×м,
де характеристичне значення тривалого навантаження q_l складає:

$$q_l = g + p_l = 38,8 + 14,5 = 53,3 \text{ кН/м.}$$

Ширину розкриття тріщини w_k визначаємо за формулою

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - s_{ctm}),$$

в якій максимальний крок тріщин знаходиться за формулою

$s_{r,max} = 3,4c + 0,425k_1k_2d_{eq}/\rho_{p,eff} = 3,4 \times 25 +$
 $+ (0,425 \times 0,8 \times 0,5 \times 22,2) / 0,036 = 85 + 103,9 = 188,9$ мм,
в якій прийняті такі значення параметрів:

$c = 25$ мм – прийнятий захисний шар бетону;

$k_1 = 0,8$ – для стержнів з високим зчепленням (періодичного профілю);

$k_2 = 0,5$ – для згину;

$d_s = 22$ мм; $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 15,2 / 412,5 = 0,036$;

$A_s = 15,2$ см² – площа поздовжньої арматури;

$A_{c,eff} = b h_{c,eff} = 30 \times 13,75 = 412,5$ см² – фактична площа розтягнутого бетону;

$h_{c,eff} = 13,75$ см (менша із величин:

$2,5(h - d) = 2,5(60 - 54,5) = 13,75$ см;

$(h - x)/3 = (60 - 19,4)/3 = 20,4$ см; $x = z = 19,4$ см – з розрахунку за несучою здатністю (п. 3.5);

$h/2 = 60/2 = 30$ см).

Різницю між середніми деформаціями в арматурі і бетоні визначаємо за формулою

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s},$$

в якій напруження в арматурі необхідно знаходити від нетривалої дії повного навантаження ($M_{Ek} = 275,7$ кН × м) та від нетривалої і довготривалої дії тривалої частини навантаження ($M_{Ekl} = 240,4$ кН × м).

Для визначення цих напружень знаходимо величини згинальних моментів, які сприймає переріз при зміні деформацій крайньої стиснутої фібри бетону через $0,1\varepsilon_{cu1,ck}$. Обчислення виконаємо так, як в розрахунках несучої здатності, при цьому використовуємо характеристики матеріалів, що стосуються розрахунків за граничними станами другої групи (табл. 3).

Таблиця 3

Значення моментів внутрішніх сил M_{Sk} , деформацій матеріалів, напружень в арматурі та кривини залежно від деформацій крайньої фібри стиснутого бетону

$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{cu1,ck}$	$\varepsilon_c \times 10^5$	$\varepsilon_s \times 10^5$	$\chi \times 10^5, 1/\text{м}$	$\sigma_s, \text{МПа}$	$M_{Sk}, \text{кН} \times \text{м}$
0,2	34,2	72,9	196,6	153,13	113,7
0,3	51,3	105,8	288,2	222,12	163,6
0,4	68,4	133,1	369,7	279,52	205,8
0,5	85,5	161,0	452,4	338,20	246,6
0,6	102,6	187,1	531,6	392,96	283,8
0,7	119,7	206,5	598,5	433,61	312,9
0,8	136,8	216,5	648,3	454,65	327,1

З табл. 3 з використанням інтерполяції при $M_{Ek} = 275,7 \text{ кН} \times \text{м}$ напруження в арматурі дорівнюють $\sigma_s = 381,0 \text{ МПа}$, а при $M_{Ekl} = 240,4 \text{ кН} \times \text{м}$ - $\sigma_s = 329,3 \text{ МПа}$.

Різниця деформацій арматури і бетону при короткочасній дії повного характеристичного навантаження рівна

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})_1 = \frac{381,0 \times 10^6 - 0,6 \frac{2,2 \times 10^6}{0,036} (1 + 7 \times 0,036)}{2,1 \times 10^5 \times 10^6} = 159,6 \times 10^{-5}.$$

Різниця деформацій арматури і бетону при короткочасній та довготривалій дії тривалої частини навантаження відповідно рівні:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})_2 = \frac{329,3 \times 10^6 - 0,6 \frac{2,2 \times 10^6}{0,039} (1 + 7 \times 0,039)}{2,1 \times 10^5 \times 10^6} = 136,3 \times 10^{-5};$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})_3 = \frac{329,3 \times 10^6 - 0,4 \frac{2,2 \times 10^6}{0,039} (1 + 7 \times 0,039)}{2,1 \times 10^5 \times 10^6} = 143,13 \times 10^{-5}.$$

При обчисленні використані такі величини: $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2,1 \times 10^5}{30,0 \times 10^3} = 7,0$; $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,2 \text{ МПа}$; $k_t = 0,6$ і $0,4$ – відповідно при короткотривалій та довготривалій дії навантаження.

Знаходимо ширину розкриття тріщин від короткотривалої дії повного навантаження, від короткотривалої та довготривалої дії тривалих навантажень відповідно:

$$w_{k1} = 188,9 \times 159,6 \times 10^{-5} = 0,27 \text{ мм};$$

$$w_{k2} = 188,9 \times 136,3 \times 10^{-5} = 0,24 \text{ мм};$$

$$w_{k3} = 188,9 \times 143,13 \times 10^{-5} = 0,26 \text{ мм}.$$

Повна ширина розкриття тріщин

$$w_k = w_{k1} - w_{k2} + w_{k3} = 0,27 - 0,24 + 0,26 = 0,29 \text{ мм},$$

що менше $w_{ku} = 0,3 \text{ мм}$. Тріщиностійкість балки забезпечена.

3.8. Визначення прогину балки в прольоті

Для визначення прогину балки використаємо формулу у вигляді

$$f = k_m \chi l_d^2,$$

де $k_m = 0,042$ – для балок на двох опорах, одна з яких завантажена моментом;

χ – кривизна, яка визначається окремо від нетривалої дії повного та змінного тривалого навантаження і від довготривалої дії тривалого навантаження.

Значення кривизни приймаємо за даними табл. 3, використовуючи інтерполяцію, для значень моментів $M_{Ek} = 257,5$ кН×м і $M_{Ekl} = 240,4$ кН×м: $\chi_k = 475,6 \times 10^{-5}$; $\chi_{kl} = 439,8 \times 10^{-5}$ 1/м. Значення прогинів

$$f_1 = k_m \chi_k l_d^2 = 0,042 \times 475,6 \times 10^{-5} \times 6,5^2 = 0,0084 \text{ м} = 0,8 \text{ см};$$

$$f_2 = k_m \chi_{kl} l_d^2 = 0,042 \times 439,8 \times 10^{-5} \times 6,5^2 = 0,0153 \text{ м} = 0,78 \text{ см};$$

$$f_3 = 1,8 k_m \chi_k l_d^2 = 1,8 \times 0,042 \times 439,8 \times 10^{-5} \times 6,5^2 = 0,014 \text{ м} = 1,4 \text{ см}.$$

Повний прогин балки в прольоті складає

$$f = f_1 - f_2 + f_3 = 0,8 - 0,78 + 1,4 = 1,42 \text{ см}.$$

Значення граничного прогину складає $f_u = l_d/200 = 650/200 = 3,25$ см. Жорсткість балки забезпечена, оскільки розрахунковий прогин значно менший за граничне значення.

3.9. Конструювання балки

Товщина захисного шару бетону визначена під час розрахунків і прийнята: в прольоті $c = 25$ мм; для арматури в консолі $c = 20$ мм; для поперечних стержнів $c \geq 15$ мм. До поверхні торців балки поздовжні і поперечні стержні не доводяться на 15 мм (рис. 5)

Довжина стержнів l в прольоті складає $l_1 = 6705$ мм, а їх анкерування на лівій опорі $l_b = 385$ мм $> 10d_{s1} = 220$ мм. Довжина стержнів 2 другого ряду з урахуванням довжини анкерування

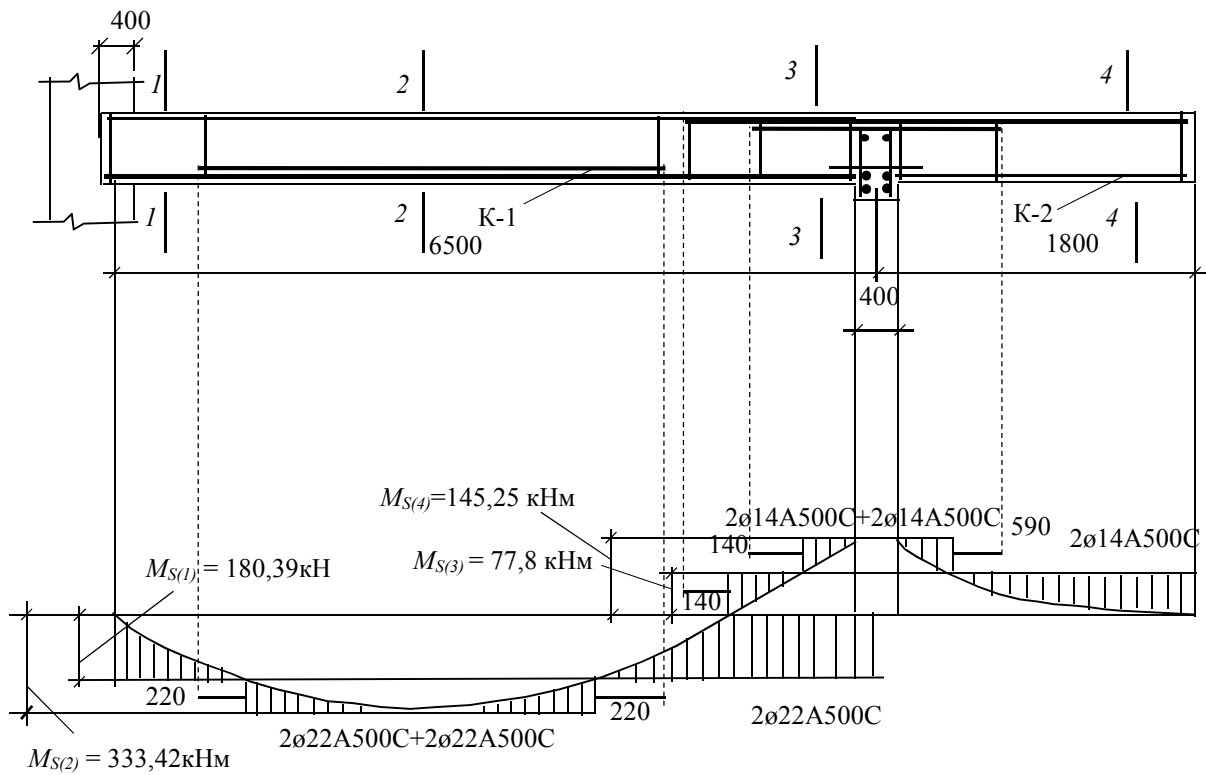
складає $l_2 = 4360$ мм. Обрив в прольоті стержнів 2 дав змогу зекономити в балці 17,2 арматури діаметром 22 мм.

Стержні 3 в консолі не доводяться до торця балки на 15 мм і заводяться в прольоті за переріз з нульовим значенням моменту на $10 d_{sz}$. З урахуванням цього його довжина верхніх стержнів першого ряду в консолі складає $l_3 = 2425$ мм, а довжина стержнів другого ряду стержнів другого ряду - $l_4 = 870$ мм. За рахунок обриву стержнів 4 зекономлено 67,9% арматури діаметром 12 мм.

Торці поперечних стержнів не доводяться до поверхонь балки на 15 мм, а тому їх довжина складає $600 - 2 \times 15 = 570$ мм. Крок поперечних стержнів на віддалі від осей опор на $l_d/4$ встановлюються за розрахунком $s_w = 100$ мм, а в середній частині балки $s_w = 200$ мм $< s_{max}$. Віддаль від осі поздовжніх стержнів до торця поперечних приймаємо не менше діаметра першого.

Поздовжню монтажну арматуру встановлюємо конструктивно із стержнів діаметром 12 мм класу A400C.

За визначеною арматурою виготовляється по два каркаси для армування балки в прольоті та в консолі з дотриманням вимог, наведених в табл. Б.6 додатку Б.



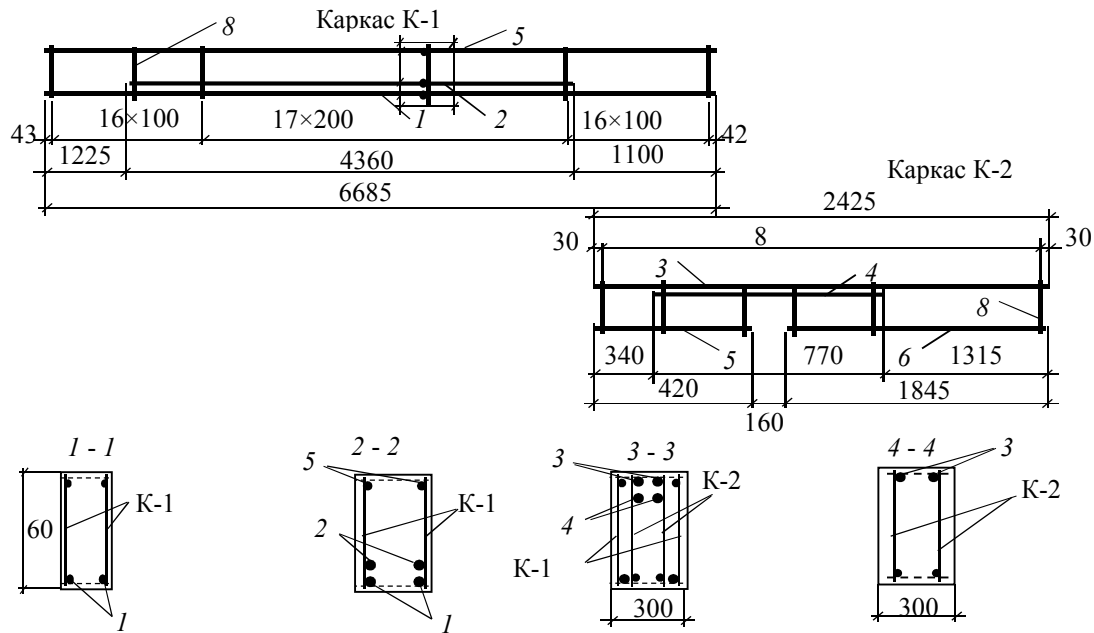


Рис. 5. Епюра матеріалів та схема армування балки з консоллю

4. ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ І КОНСТРУЮВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ДВОХПРОЛІТНОЇ НЕРОЗРІЗНОЇ БАЛКИ

1. Дані для розрахунку і конструювання балки

1. Відстань у чистоті між гранями опор $l_n = 5,8$ м.
2. Довжина обпирання $t = 0,3$ м.
3. Ширина залізобетонного монолітного ригеля $b_w = 0,3$ м.
4. Характеристичні навантаження:
 - постійне $g = 32,0$ кН/м,
 - змінне $p = 28,0$ кН/м.
 - змінне тривале $p_l = 19,0$ кН/м,
5. Коефіцієнти надійності за навантаженням:
 - для експлуатаційних розрахункових значень $\gamma_{fe} = 1,0$;
 - для граничних розрахункових значень:
 - постійних навантажень $\gamma_{fm} = 1,1$; змінних - $\gamma_{fm} = 1,3$
6. Клас бетону C25/30.
7. Коефіцієнт надійності для бетону $\gamma_c = 1,3$.
8. Клас робочої арматури: поздовжньої – A500C, поперечної і монтажно– A240C.
9. Крайніми опорами слугують цегляні стіни.

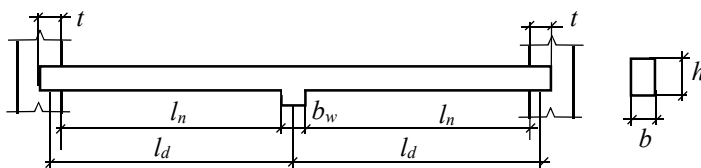


Рис. 1. Основні розміри двохпролітної залізобетонної балки

2. Розміри поперечного перерізу балки та її розрахункова схема

Висоту балки орієнтовно прийемо рівною $h = l_n / 10 = 580 / 10 = 58,0$ см. Висоту балки приймаємо кратною 100 мм і

рівною $h = 60$ см. Ширину балки складе $b = 0,4h = 0,4 \times 60 = 24$ см. Приймаємо ширину балки кратною 50 мм $b = 25$ см.

Крайні опори для балки є шарнірно рухомі, а середньою опорою є монолітний залізобетонний ригель, з яким балка з'єднана монолітно. Розрахунковий проліт балки l_d визначаємо за формулою (рис. 2)

$$l_d = l_n + 0,5t + 0,5b_w = 5,8 + 0,5 \times 0,3 + 0,5 \times 0,3 = 6,1 \text{ м.}$$

Розрахункові експлуатаційні і розрахункові граничні навантаження (табл. 1) знаходимо відповідно за формулами:

$$g_e = \gamma_{fe} g = 1,0 \times 32,0 = 32,0 \text{ кН/м;}$$

$$p_e = \gamma_{fe} p = 1,0 \times 28,0 = 28,0 \text{ кН/м;}$$

$$g_d = \gamma_{fm} g = 1,1 \times 32,0 = 35,2 \text{ кН/м;}$$

$$p_d = \gamma_{fm} p = 1,3 \times 28,0 = 36,4 \text{ кН/м.}$$

Повне сумарне розрахункове граничне навантаження

$$q_d = g_d + p_d = 35,2 + 36,4 = 71,6 \text{ кН/м.}$$

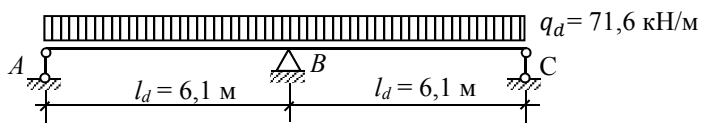


Рис. 2. Розрахункова схема балки

Таблиця 1

Значення розрахункових експлуатаційних, граничних та повних навантажень на балку

Вид навантаження	Характеристичні, кН/м	Розрахункові навантаження, кН/м	
		експлуатаційні	граничні
Постійні, g	32,0	32,0	35,2
Змінні, p	28,0	28,0	36,4
Повні, q	60,0	60,0	71,6

3. Визначення згинальних моментів і поперечних сил в перерізах балки

Максимальні значення згинальних моментів і поперечних сил знаходимо від дії розрахункового повного навантаження $q_d = 71,6$ кН/м. Опорний згинальний момент на середній опорі

M_B в пружній стадії роботи визначаємо, використовуючи рівняння трьох моментів, за формулою

$$M_B = \frac{q_d l^2}{8} = \frac{71,6 \times 6,1^2}{8} = 333,0 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В прольотах згинальні моменти визначаємо, розглядаючи балку як одно пролітну під дією зовнішнього навантаження і опорного моменту M_B (рис. 3). Опорні реакції $R_A = R_C$ і R_{B1} знаходимо з умови рівності нулю суми моментів від зовнішнього навантаження і опорних реакцій відносно відповідно опор A і B . Рівняння моментів відносно опори A в межах першого прольоту має вигляд

$$M_A = \frac{q_d l_d^2}{2} + M_B - R_{B1} l_d = 0,$$

з якого знаходимо

$$R_{B1} = \frac{q_d l_d}{2} + \frac{M_B}{l_d} = \frac{71,6 \times 6,1}{2} + \frac{333,0}{6,1} = 273,0 \text{ кН}$$

де R_{B1} - опорна реакція на опорі B від завантаження першого прольоту.

Рівняння моментів відносно опори B записуємо у вигляді

$$M_B = \frac{q_d l_d^2}{2} - M_B - R_A l_d = 0,$$

з якого

$$R_A = \frac{q_d l_d}{2} - \frac{M_B}{l_d} = \frac{71,6 \times 6,1}{2} - \frac{333,0}{6,1} = 163,8 \text{ кН}.$$

Опорні реакції знайдені правильно, якщо виконується умова

$$R_A + R_{B1} = q_d l_d = 273,0 + 163,8 = 71,6 \times 6,1 = 436,8 \text{ кН}.$$

В будь якого перерізі балки на віддалі x від опори A значення згинальних моментів визначається за формулою

$$M_x = R_A x - \frac{q_d x^2}{2}$$

Максимальний граничний згинальний момент в прольоті M_{max} знайдемо при значенні x_{max} , коли

$$\frac{dM_x}{dx} = R_A - q_d x_{max} = 0,$$

$$\text{відкіля } x_{max} = \frac{R_A}{q_d} = \frac{163,8}{71,6} = 2,3 \text{ м}.$$

Максимальний момент в пружній стадії при $x_{max} = 2,3 \text{ м}$ -

$$M_{el,max} = R_A x_{max} - \frac{q_d x_{max}^2}{2} = 163,8 \times 2,3 - \frac{71,6 \times 2,3^2}{2} = 187,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Значення граничних згинальних моментів за пружної роботи $M_{el,x}$ в перерізах при $x = kl_d$ ($k = 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8; 0,9$ і $1,0$) та при $x = x_{max}$, наведені в табл. 2 та на рис. 3а.

В статично невизначених залізобетонних конструкціях внаслідок перерозподілу зусиль реальні внутрішні зусилля відрізняються від визначених розрахунком балок як пружних систем. З метою наближення визначених за пружною стадією значень згинальних моментів $M_{el,x}$ до реальних виконаємо їхній перерозподіл таким чином, щоб досягти рівності максимального моменту в прольоті з опорним моментом, тобто, щоб виконувалася умова

$$M_{el,max} + \Delta M \frac{x_{max}}{l_d} = M_B - \Delta M; M_{el,max} + 0,377\Delta M = M_B - \Delta M,$$

з якої $1,377\Delta M = M_B - M_{el,max};$

$$\Delta M = \frac{M_B - M_{el,max}}{1,377} = \frac{333,0 - 187,4}{1,377} = 105,7 \text{ кН}\times\text{м},$$

де ΔM – значення додаткового згинального опорного моменту, який використовуємо для перерозподілу зусиль;

$$x_{max}/l_d = 0,377.$$

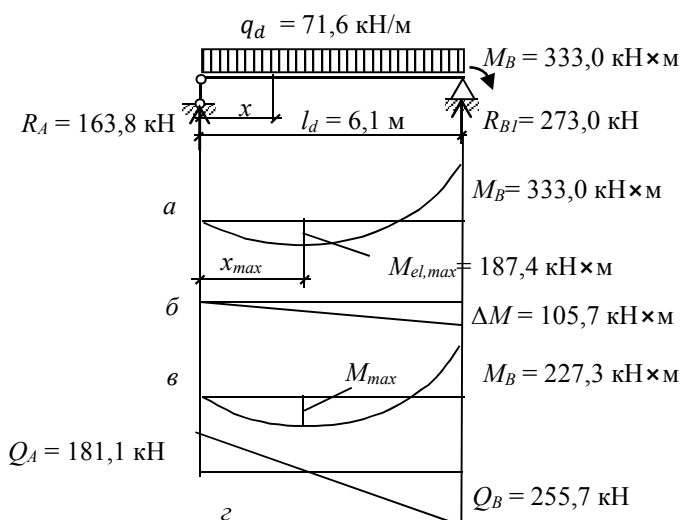


Рис. 3. Епюра згинальних моментів в пружній стадії роботи балки (а), додаткова епюра моментів (б), епюра моментів в перерізах балки з урахуванням перерозподілу зусиль (в) та епюра поперечних сил (г)

Перерозподіл зусиль виконуємо шляхом додавання до епюри моментів в пружній стадії роботи $M_{el,x}$ (рис. 3а) епюру моментів трикутного профілю з максимальною ординатою ΔM (рис. 3б). Ординати додаткової епюри моментів в розрахункових перерізах визначали за лінійною залежністю у вигляді

$$\Delta M_x = \frac{\Delta M}{l_d} x.$$

Епюра моментів з урахуванням перерозподілу зусиль наведена на рис. 3в, а значення ординат - в табл. 2. За наведеними вище формулами уточнюємо опорні реакції з урахуванням перерозподілу згинальних моментів:

$$R_A = \frac{71,6 \times 6,1}{2} - \frac{227,3}{6,1} = 181,1 \text{ кН}; R_{B1} = \frac{71,6 \times 6,1}{2} + \frac{227,3}{6,1} = 255,7 \text{ кН}.$$

Таблиця 2

Значення розрахункових граничних згинальних моментів M_x
і поперечних сил Q_x в перерізах балки

Положення перерізу, x , м	$M_{el,x}$, кН×м	ΔM_x , кН×м	M_x , кН×м	Q_x , кН
0,00	0,0	0,0	0,0	181,1
0,61	86,6	10,6	97,2	137,4
1,22	146,6	21,1	167,7	93,7
1,83	179,9	31,7	211,6	50,1
2,30	187,4	39,9	227,3	16,4
2,44	186,5	42,3	228,8	6,4
3,05	166,6	52,9	219,4	-37,3
3,66	119,9	63,4	183,4	-81,0
4,27	46,7	74,0	120,7	-124,6
4,88	-53,2	84,6	31,4	-168,3
5,49	-179,8	95,1	84,7	-212,0
6,10	-333,0	105,7	227,3	-255,7

Епюра поперечних сил має лінійний характер (рис. 3з), ліва ордината якої для першого прольоту дорівнює $Q_A = R_A$, а права - $Q_B = R_{B1}$. Для другого прольоту аналогічно - $Q_C = R_C = R_A$ і $Q_B = R_{B2}$. В перерізах x поперечну силу знайдено за формулою $Q_x = R_A - q_d x$ (рис. 4б)

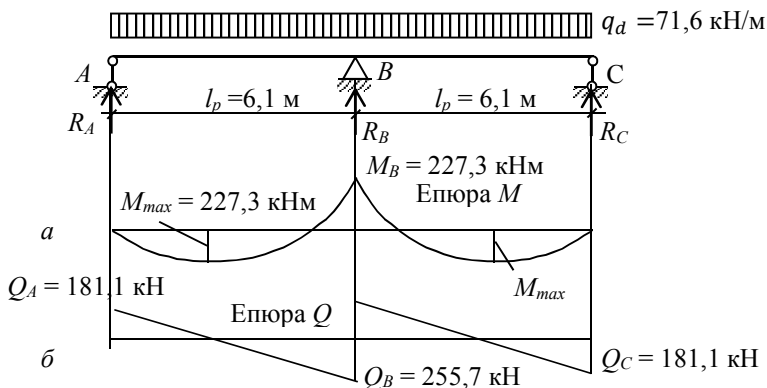


Рис. 4. Епюри моментів з урахуванням перерозподілу зусиль (а) та поперечних сил (б)

4. Розрахунок міцності нормальних перерізів

В прольоті і на опорі робочу арматуру розташовуємо по висоті в два ряди. Орієнтовно діаметр арматури приймаємо $d_s = 20$ мм. В цьому випадку робоча висота перерізу буде дорівнювати $d = h - c - 0,5d_s - 0,5v_l = 60 - 2 - 0,5 \times 2 - 0,5 \times 5 = 54,5$ см = 0,545 м ($c = 2$ см – захисний шар бетону; $v_l = 5$ см – віддаль між осями поздовжніх стержнів).

Механічні і деформаційні характеристики бетону класу C25/30 - $f_{cd} = 17,0$ МПа; $\epsilon_{c1} = 0,00169$; $\epsilon_{cu1} = 0,00328$; механічні і деформаційні характеристики арматури класу A500C - $f_{yk} = 500$ МПа; $E_s = 2,1 \times 10^5$ МПа; $\epsilon_{ud} = 0,02$; точність наближення $i = 0,02$.

За табл. Б.3 додатку Б приймаємо $\omega = \omega_{\max} = 0,8069$ при $\gamma = \epsilon_c / \epsilon_{c1} = 1,70$, приймаємо $\epsilon_{c(1)} = 1,7 \times 0,00169 = 287,3 \times 10^{-5}$. За значення $\gamma = 1,70$ коефіцієнт $\beta = 0,4616$.

В першому наближенні прийемо $z_{(1)} = 0,5d = 0,5 \times 0,545 = 0,275$ м. Деформації арматури при $z_{(1)} = 0,275$ м становлять:

$$\epsilon_{s(1)} = \frac{\epsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)}) = \frac{283,8 \times 10^{-5}}{0,275} (0,545 - 0,275) = 283,8 \times 10^{-5} >$$

$$> \epsilon_{s0} = f_{yd} / (E_s \gamma_s) = 500 / 2,1 / 1,1 / 10^5 = 216,5 \times 10^{-5}.$$

За такої умови в розрахунки приймаємо $\epsilon_{s(1)} = 216,5 \times 10^{-5}$.

Площа розтягнутої арматури в першому наближенні визначимо за формулою

$$A_{s(1)} = \frac{f_{cd} b z_{(1)} \omega_{\max}}{\varepsilon_{c(1)} E_s} = \frac{17 \times 10^6 \times 0,25 \times 0,275 \times 0,8069}{216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6} = 20,56 \text{ см}^2.$$

Згинальний момент, що сприймає стиснута зона бетону

$$M_{c(1)} = \beta f_{cd} b z_{(1)}^2 = 0,4616 \times 17,0 \times 10^6 \times 0,25 \times 0,275^2 = 142,98 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Згинальний момент, що сприймає розтягнута арматура

$$M_{s(1)} = A_{s(1)} \varepsilon_{s(1)} E_s (d - z_{(1)}) =$$

$$0,002056 \times 216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6 \times (0,545 - 0,275) = 254,64 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Повний момент, який сприймає поперечний переріз

$$M_{S(1)} = M_{c(1)} + M_{s(1)} = 142,98 + 254,64 = 397,62 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Відношення $M_{S(1)} / M_{Ed} = 397,62 / 227,3 = 1,75 > 1,00$. Таке відношення свідчить про необхідність уточнення площі арматури.

В другому наближенні приймаємо $z_{(2)} = (1 - 0,05) z_{(1)} = 0,95 \times 0,275 = 0,261$ м. Але при обчисленні в програмі Excel відношення $M_{S(2)} / M_{Ed}$ при цьому значенні $z_{(2)}$ значно більше 1. Необхідний результат досягнуто при значенні $z_{(8)} = 0,137$ м. При цьому значенні $z_{(35)}$ площа розтягнутої арматури дорівнює

$$A_{s(8)} = \frac{f_{cd} b z_{(8)} \omega_{\max}}{\varepsilon_{s(8)} E_s} = \frac{17,0 \times 10^6 \times 0,25 \times 0,137 \times 0,8069}{216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6} = 10,33 \text{ см}^2.$$

Згинальний момент, що сприймає стиснута зона бетону

$$M_{c(35)} = \beta f_{cd} b z_{(35)}^2 = 0,4616 \times 17,0 \times 10^6 \times 0,25 \times 0,137^2 = 36,14 \text{ кН} \times \text{м}$$

Згинальний момент, що сприймає розтягнута арматура

$$M_{s(8)} = A_{s(8)} \varepsilon_{s(8)} E_s (d - z_{(8)}) =$$

$$0,001033 \times 216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6 \times (0,545 - 0,137) = 194,04 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Повний момент, який сприймає поперечний переріз

$$M_{S(35)} = M_{c(35)} + M_{s(35)} = 36,14 + 194,04 = 230,18 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Відношення $M_{S(1)} / M_{Ed} = 230,18 / 227,3 = 1,01 < 1,05$.

Приймаємо поздовжню арматуру в прольотах і на опори 4Ø20 A500C ($A_s = 12,56 \text{ см}^2$) і розташовуємо її по висоті в два ряди.

3.5. Розрахунок міцності балки по похилим перерізам

На лівій крайній опорі поперечна сила складає $Q_A = 181,1$ кН, а на середній – $Q_B = 255,7$ кН. Оскільки в прольотах балка армується двома каркасами, а в опорних перерізах додатково встановлюється два каркаси з опорною робочою арматурою, то доцільно в прольотних каркасах встановити поперечну арматуру, розраховану на поперечну силу Q_A , а в опорних перерізах додатково врахувати поперечну арматуру опорних каркасів.

При рівномірно розподіленому навантаженні перевірка міцності за поперечною силою здійснюється в перерізі, який розташований від грані опори на відстані, не меншій d . Тому приймаємо розрахункову поперечну силу по опорі A , рівною $V_{Ed,A} = Q_A - q_d d = 181,1 - 71,6 \times 0,545 = 142,1$ кН.

В згинальних елементах поперечна сила сприймається роботою стиснутої зони бетону на зріз і поперечною арматурою (поперечними чи похилими стержнями). При цьому в умовах міцності похилих перерізів передбачається врахування тільки одного фактору, тобто, враховується або робота стиснутого бетону або робота поперечної арматури. З цього приводу розрахунок міцності похилих перерізів виконуються в дві стадії (ДСТУ Б.В.2.6-156:2010).

В першій стадії величина опору зсуву залізобетонного перерізу $V_{Rd,c}$ визначається за формулою

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_l \sigma_{cp}] b d,$$

де $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,3 = 0,14$ МПа ($\gamma_c = 1,3$);

$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/545} = 1,61$ ($d = 54,5$ см = 545 мм);

$\rho_l = A_{sl}/(b d) = 12,56/(25 \times 54,5) = 0,009 < 0,02$.

$f_{ck} = 22,0$ МПа; $k_l = 0,15$; $\sigma_{cp} = 0$ (для згинальних елементів).

Після підстановки значень складових величина $V_{Rd,c}$ складає

$$V_{Rd,c} = [0,14 \times 10^6 \times 1,61 (100 \times 0,009 \times 22)^{1/3} + 0,15 \times 0] \times \\ \times 0,25 \times 0,545 = 83082 \text{ Н} = 83,1 \text{ кН} < V_{Ed} = 142,1 \text{ кН}$$

Мінімальне значення $V_{Rd,c}$ визначається за формулою

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_l \sigma_{cp}) b_w d = 0,33 \times 0,25 \times 0,545 \times 10^3 = \\ = 44,9 \text{ кН} < 83,1 \text{ кН}.$$

де $V_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 1,61^{3/2} \times 22^{1/2} = 0,33 \text{ МПа}$

Оскільки $V_{Rd,c} = 83,1 \text{ кН} < V_{Ed,A} = 142,1 \text{ кН}$, міцність похилого перерізу опором бетону стиснутої зони не забезпечується, тобто необхідний розрахунок поперечної арматури, який полягає у визначенні діаметра і кроку поперечних стержнів.

Балку армуємо двома плоскими каркасами, які розташовуються в межах прольоту, а також двома плоскими каркасами, розташованими в при опорних зонах. Поздовжню арматуру в каркасах встановлюємо в два ряди (рис. 4).

При поздовжніх стержнях діаметром 20 мм із умов зварювання діаметр другого напрямку повинен бути не меншим 6 мм. В зв'язку з цим приймаємо поперечні стержні із арматури класу A240С діаметром $d_w = 6 \text{ мм}$ ($f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$). Максимальний крок поперечних стержнів не повинен перевищувати $s_{wmax} = 0,75d = 0,75 \times 54,5 = 40,875 \text{ см}$. Приймаємо попередньо крок поперечних стержнів рівним $s_w = 20 \text{ см}$.

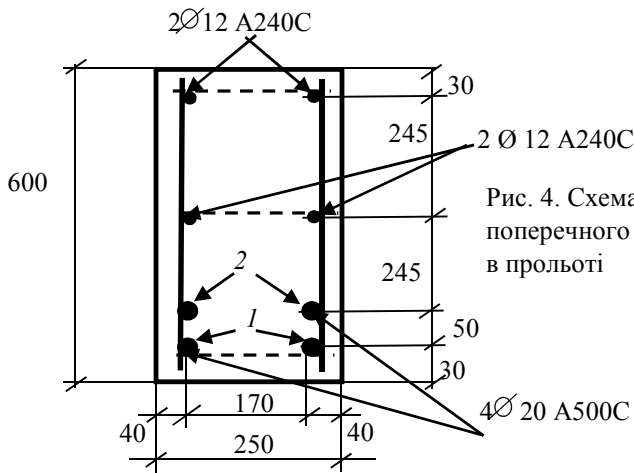


Рис. 4. Схема армування поперечного перерізу балки в прольоті

Опір зсуву балки при прийнятих вертикальних поперечних стержнях визначимо за формулою

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta = \frac{0,000057}{0,2} 0,49 \times 170 \times 10^6 = 23740 \text{ Н} = 23,74 \text{ кН} < V_{Ed,A} = 142,1 \text{ кН},$$

$A_{sw}=0,000101 \text{ м}^2$ – площа поперечного перерізу вертикальних стержнів в одній площині;

$z = 0,9d = 0,9 \times 0,545 = 0,49 \text{ м}$; $\cot \theta = 1,0$.

Прийнята поперечна арматура не забезпечує міцність похилих перерізів, її необхідно збільшити. Прийmemo діаметр поперечних стержнів 10 мм ($A_{sw} = 0,000157 \text{ м}^2$), а крок - $s_w = 10 \text{ см}$ і повторимо визначення міцності перерізу

$$V_{Rd,s} = \frac{0,000157}{0,1} 0,49 \times 170 \times 10^3 = 130,7 \text{ кН} < V_{Ed,A}$$

Прийmemo діаметр поперечних стержнів 12 мм ($A_{sw}=0,000226 \text{ м}^2$) з кроком 10 см ($s = 0,1 \text{ м}$). В цьому випадку

$$V_{Rd,s} = \frac{0,000226}{0,10} 0,49 \times 170 \times 10^6 = 188258 = 188,26 \text{ кН} > V_{Ed,a}.$$

Приймаємо в прольотних каркасах наступне поперечні стержні діаметром $d_w = 12 \text{ мм}$ класу A240C з кроком на при опорних ділянка ($0,25l_n = 1,5 \text{ м}$), рівним $s_w = 10 \text{ см}$, а на решті ділянках - $s_w = 20 \text{ см}$.

В опорних каркасах поперечні стержні розрахуємо на сприйняття розрахункової поперечної сили, рівної

$$V_{Ed,B} = Q_B - q_d d - V_{Ed,A} = 255,7 - 71,6 \times 0,545 - 142,1 \text{ кН} = 75,5 \text{ кН}.$$

Прийmemo поперечні стержні діаметром $d_w = 8 \text{ мм}$ ($A_{sw} = 0,000101 \text{ м}^2$) з кроком $s_w = 10$, які можуть сприйняти поперечну силу

$$V_{Rd,s} = \frac{0,000101}{0,1} 0,49 \times 170 \times 10^3 = 84,1 \text{ кН} > V_{Ed,B} = 75,5 \text{ кН}.$$

Прийнята поперечна арматура задовольняє умовам міцності.

3.6. Побудова епюри матеріалів

В прольоті і в над опорній ділянці арматури 4Ø20A500C підібрана за максимальним моментом, площа якою в перерізах з меншими згинальними моментами повністю не використовується, тому в цих перерізах можна прийняти меншу площу арматури. В зв'язку з цим в прольотах на всій довжині балки з необхідною довжиною анкерування встановлюємо нижні стержні 2Ø20A500C 1 (рис. 4), а два верхніх стержня 2 можна обірвати в перерізах, де вони за розрахунком не потрібні. Для цього визначасмо, який згинальний момент може сприйняти

переріз при армуванні тільки нижніми стержнями 2Ø20A500C ($A_{sI} = 6,28 \text{ см}^2$).

Визначаємо висоту стиснутої зони бетону

$$z_1 = \frac{A_{sI} \varepsilon_{s0} E_s}{f_{cd} b \omega_{max}} = \frac{0,000628 \times 216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6}{17 \times 10^6 \times 0,25 \times 0,8069} = 0,083 \text{ м.}$$

Згинальний момент, що сприймає стиснута зона бетону

$$M_{c(1)} = \beta f_{cd} b z_1^2 =$$

$$= 0,4616 \times 17 \times 10^6 \times 0,25 \times 0,083^2 = 13,5 \text{ кНм};$$

де $\beta = 0,4616$ при ω_{max} (табл. Б.3 додатка Б).

Згинальний момент, що сприймає розтягнута арматура

$$M_{s(1)} = A_{sI} \varepsilon_{s0} E_s (d_1 - z_1) =$$

$$= 0,000628 \times 216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6 \times (0,57 - 0,083) = 139,05 \text{ кНм};$$

де d_1 – уточнена робоча висота перерізу стосовно стержнів I

$$d_1 = h - c - d/2 = 60 - 2,0 - 2,0/2 = 57 \text{ см,}$$

$c = 2,0 \text{ см}$ – захисний шар бетону.

Повний момент, який сприймає поперечний переріз з арматурою 2Ø20A500C

$$M_{S(1)} = M_{c(1)} + M_{s(1)} = 13,5 + 139,05 = 152,55 \text{ кН} \times \text{м.}$$

Уточнимо момент, який може сприйняти переріз балки з арматурою 4Ø20A500C при захисному шарі $c = 2,0 \text{ см}$ і віддалі між осями поздовжніх стержнів у вертикальному напрямку $v = 5 \text{ см}$. В цьому випадку робоча висота перерізу становить

$$d = h - c - 0,5d - 0,5v = 60 - 2,0 - 0,5 \times 2,0 - 0,5 \times 5 = 54,5 \text{ см.}$$

Висота стиснутої зони складає

$$z_2 = \frac{A_s \varepsilon_{s0} E_s}{f_{cd} b \omega_{max}} = \frac{0,001256 \times 216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6}{17 \times 10^6 \times 0,25 \times 0,8069} = 0,166 \text{ м.}$$

Згинальний момент, що сприймає стиснута зона бетону

$$M_{c(2)} = \beta f_{cd} b z_2^2 =$$

$$= 0,4616 \times 17 \times 10^6 \times 0,25 \times 0,166^2 = 54,06 \text{ кН} \times \text{м};$$

Згинальний момент, що сприймає розтягнута арматура

$$M_{s(2)} = A_s \varepsilon_{s0} E_s (d - z_2) =$$

$$= 0,001256 \times 216,5 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^5 \times 10^6 \times (0,545 - 0,166) = 216,42 \text{ кН} \times \text{м};$$

Повний момент, який сприймає поперечний переріз з арматурою 4Ø20A500C

$$M_{S(2)} = M_{c(2)} + M_{s(2)} = 54,06 + 216,42 = 270,48 \text{ кН} \times \text{м.}$$

Оскільки $M_{S(2)} = 270,48 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{Ed} = 227,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$, міцність поперечного перерізу балки в прольоті забезпечена. Оскільки в прольотах балки і в над опорній ділянці арматура прийнята однаковою, то і міцність опорного перерізу забезпечена.

З розрахунків випливає, що в прольотах, де згинальний момент від зовнішнього навантаження $M_{Ed} \leq M_{S(1)} = 152,55 \text{ кН}\cdot\text{м}$, стержні верхнього ряду 2 за розрахунками не потрібні і їх можна обірвати в прольотах в точках теоретичного обривання, де $M_{Ed} = M_{S(1)} = 152,55 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Рівняння моментів в прольотах має вигляд

$$M_x = Q_A x - \frac{q_d x^2}{2},$$

де - $Q_A = 181,1 \text{ кН}$ – поперечна сила з урахуванням перерозподілу зусиль (рис. 4).

Значення віддалі від крайньої опори до місця обриву стержнів визначимо з рівняння

$$Q_A x - \frac{q_d x^2}{2} = M_{S(1)}, \quad 181,1x - 0,5 \cdot 71,6x^2 = 152,55, \text{ з якого}$$

$$x_1 = 0,39 \text{ м}, \quad x_2 = 4,67 \text{ м}.$$

Теоретичне місце обривання верхніх стержнів першого ряду 3 знайдемо з рівняння $181,1x - 0,5 \times 71,6x^2 = 0$, відкіля , $x_3 = 5,06 \text{ м}$.

Теоретичне місце обривання другого ряду верхніх стержнів 4 знаходимо з рівняння $181,1x - 0,5 \times 71,6x^2 = -152,55$, з якого $x_4 = 5,79 \text{ м}$ (від крайньої опори).

3.7. Розрахунок балки за розкриттям тріщин

Визначимо ширину розкриття тріщин в нормальному перерізі в прольоті балки. Оскільки розрахунок за шириною розкриття тріщин відноситься до розрахунків за граничними станами другої групи, використовуємо характеристичні значення навантажень та механічних характеристик матеріалів.

Характеристичне значення згинального моменту M_{Ek} від дії зовнішнього навантаження можна знайти за залежністю

$$M_{Ek} = M_{Ed} q_k / q_d = 227,3 \times 60,0 / 71,6 = 190,47 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

де $q_k = 61,2 \text{ кН/м}$ – експлуатаційне (характеристичне) рівномірно

розподілене навантаження на балку (табл. 1).

$$M_{Ed} = 227,3 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Аналогічно знайдемо згинальний момент від дії довготривалого навантаження

$$M_{Ekl} = M_{Ed} q_l / q_d = 227,3 \times 51,0 / 71,6 = 161,9 \text{ кН} \times \text{м},$$

де характеристичне значення тривалого навантаження q_l складає:

$$q_l = g + p_l = 32,0 + 19,0 = 51,0 \text{ кН/м}.$$

Ширину розкриття тріщини w_k визначаємо за формулою

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{ctm}),$$

в якій максимальний крок тріщин знаходиться за формулою

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,425k_1k_2d_{eq}/\rho_{p,eff} = 3,4 \times 20 + (0,425 \times 0,8 \times 0,5 \times 20) / 0,036 = 68 + 94,4 = 162,4 \text{ мм},$$

в якій прийняті такі значення параметрів:

$c = 20$ мм – прийнятий захисний шар бетону;

$k_1 = 0,8$ – для стержнів з високим зчепленням (періодичного профілю);

$k_2 = 0,5$ – для згину;

$d_s = 20$ мм; $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 12,56 / 343,75 = 0,036$;

$A_s = 12,56 \text{ см}^2$ – площа поздовжньої арматури;

$A_{c,eff} = bh_{c,eff} = 25 \times 13,75 = 343,75 \text{ см}^2$ – фактична площа розтягнутого бетону;

$h_{c,eff} = 13,75$ см (менша із величин:

$$2,5(h - d) = 2,5(60 - 54,5) = 13,75 \text{ см};$$

$(h - x)/3 = (60 - 16,6)/3 = 14,46 \text{ см}$; $x = z = 16,6$ см – з розрахунку за несучою здатністю (п. 3.6);

$$h/2 = 60/2 = 30 \text{ см}).$$

Різницю між середніми деформаціями в арматурі і бетоні визначаємо за формулою

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{ctm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s},$$

в якій напруження в арматурі необхідно знаходити від нетривалої дії повного навантаження ($M_{Ek} = 190,47 \text{ кН} \times \text{м}$) та від нетривалої і довготривалої дії тривалої частини навантаження ($M_{Ekl} = 161,9 \text{ кН} \times \text{м}$).

Для визначення цих напружень знаходимо величини згинальних моментів, які сприймає переріз при зміні деформацій крайньої стиснутої фібри бетону через $0,1\varepsilon_{cu1,ck}$. Обчислення виконаємо так, як в розрахунках несучої здатності, при цьому використовуємо характеристики матеріалів, що стосуються розрахунків за граничними станами другої групи (табл. 3).

З табл. 3 з використанням інтерполяції при $M_{Ek} = 190,47 \text{ кН} \times \text{м}$ напруження в арматурі дорівнюють $\sigma_s = 313,4 \text{ МПа}$, а при $M_{Ekl} = 161,9 \text{ кН} \times \text{м}$ - $\sigma_s = 264,8 \text{ МПа}$.

Різниця деформацій арматури і бетону при короточасній дії повного характеристичного навантаження рівна

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})_1 = \frac{313,4 \times 10^6 - 0,6 \frac{2,6 \times 10^6}{0,036} (1 + 7 \times 0,036)}{2,1 \times 10^5 \times 10^6} = 123,4 \times 10^{-5}.$$

Таблиця 3

Значення моментів внутрішніх сил M_{Sk} , деформацій матеріалів, напружень в арматурі та кривини залежно від деформацій крайньої фібри стиснутого бетону

$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{cu1,ck}$	$\varepsilon_c \times 10^5$	$\varepsilon_s \times 10^5$	$\chi \times 10^5, 1/\text{м}$	$\sigma_s, \text{МПа}$	$M_{Sk}, \text{кН} \times \text{м}$
0,2	35,2	81,7	214,6	171,73	105,40
0,3	52,8	116,4	310,6	244,59	150,01
0,4	70,4	151,4	406,9	317,90	193,14
0,5	88,0	181,4	494,4	381,02	230,35
0,6	105,6	208,8	577,0	438,67	263,92
0,7	123,2	216,5	623,3	454,65	275,29

Різниця деформацій арматури і бетону при короткочасній та довготривалій дії тривалої частини навантаження відповідно рівні:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})_2 = \frac{264,8 \times 10^6 - 0,6 \frac{2,6 \times 10^6}{0,036} (1 + 7 \times 0,036)}{2,1 \times 10^5 \times 10^6} = 100,2 \times 10^{-5};$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})_3 = \frac{264,8 \times 10^6 - 0,4 \frac{2,6 \times 10^6}{0,036} (1 + 7 \times 0,036)}{2,1 \times 10^5 \times 10^6} = 108,9 \times 10^{-5}.$$

При обчисленні використані такі величини: $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2,1 \times 10^5}{32,5 \times 10^3} = 6,46$; $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,6$ МПа;; $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 12,56 / 343,75 = 0,036$ $k_t = 0,6$ і $0,4$; – відповідно при короткотривалій та довготривалій дії навантаження.

Знаходимо ширину розкриття тріщин від короткотривалої дії повного навантаження, від короткотривалої та довготривалої дії тривалих навантажень відповідно:

$$w_{k1} = 162,4 \times 124,3 \times 10^{-5} = 0,2 \text{ мм};$$

$$w_{k2} = 162,4 \times 100,2 \times 10^{-5} = 0,16 \text{ мм};$$

$$w_{k3} = 162,4 \times 108,9 \times 10^{-5} = 0,18 \text{ мм}.$$

Повна ширина розкриття тріщин

$$w_k = w_{k1} - w_{k2} + w_{k3} = 0,2 - 0,16 + 0,18 = 0,22 \text{ мм},$$

що менше $w_{ku} = 0,3$ мм. Тріщиностійкість балки забезпечена.

3.8. Визначення прогину балки в прольоті

Для визначення прогину балки використаємо формулу у вигляді

$$f = k_m \chi l_d^2,$$

де $k_m = 0,042$ – для балок на двох опорах, одна з яких завантажена моментом;

χ – кривизна, яка визначається окремо від нетривалої дії повного та змінного тривалого навантаження і від довготривалої дії тривалого навантаження.

Значення кривизни приймаємо за даними табл. 3, використовуючи інтерполяцію, для значень моментів $M_{Ek} = 190,47 \text{ кН}\cdot\text{м}$ і $M_{Ekl} = 161,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$: $\chi_k = 400,9 \times 10^{-5}$; $\chi_{kl} = 337,1 \times 10^{-5} \text{ 1/м}$.

Значення прогинів

$$f_1 = k_m \chi_k l_d^2 = 0,042 \times 400,9 \times 10^{-5} \times 6,1^2 = 0,0062 \text{ м} = 0,62 \text{ см};$$

$$f_2 = k_m \chi_{kl} l_d^2 = 0,042 \times 337,1 \times 10^{-5} \times 6,1^2 = 0,0053 \text{ м} = 0,53 \text{ см};$$

$$f_3 = 1,8 k_m \chi_k l_d^2 = 1,8 \times 0,042 \times 337,1 \times 10^{-5} \times 6,1^2 = 0,0094 \text{ м} = 0,94 \text{ см}.$$

Повний прогин балки в прольоті складає

$$f = f_1 - f_2 + f_3 = 0,62 - 0,53 + 0,94 = 1,03 \text{ см}.$$

Значення граничного прогину складає $f_u = l_d/200 = 610/200 = 3,05 \text{ см}$. Жорсткість балки забезпечена, оскільки розрахунковий прогин значно менший за граничне значення.

3.9. Конструювання балки

Товщина захисного шару бетону визначена під час розрахунків і прийнята в прольоті і для верхньої арматури $c = 20 \text{ мм}$; для поперечних стержнів $c \geq 15 \text{ мм}$. До поверхні торців балки поздовжні стержні не доводяться на 15 мм (рис. 5).

Довжина стержнів 1 в прольоті складає $l_1 = l_d + 0,5t - 0,015 = 6100 + 0,5 \times 300 - 0,015 = 6235 \text{ мм}$, а їх анкерування на лівій опорі $l_b = 285 \text{ мм} > 10d_s = 200 \text{ мм}$. Довжина стержнів 2 другого ряду з урахуванням довжини анкерування складає $l_2 = x_2 - x_1 + 2 \times 10d_s = 4670 - 390 + 2 \times 10 \times 20 = 4680 \text{ мм}$. Обрив в прольоті стержнів 2 дав змогу зекономити в балці 63 % арматури діаметром 20 мм .

Довжина над опорних стержнів першого ряду 3 з урахуванням довжини анкерування складає $l_3 = 2(l_d - x_3) + 2 \times 10d_s = 2(6100 - 5060) + 2 \times 10 \times 20 = 2480 \text{ мм}$. Довжина верхніх стержнів другого ряду 4 складає $l_4 = 2(l_d - x_4) +$

$+ 2 \times 10d_s = 2(6100 - 5790) + 2 \times 10 \times 20 = 1020$ мм. Обрив верхніх стержнів другого ряду 4 дозволяє додатково зекономити 59% опорної арматури.

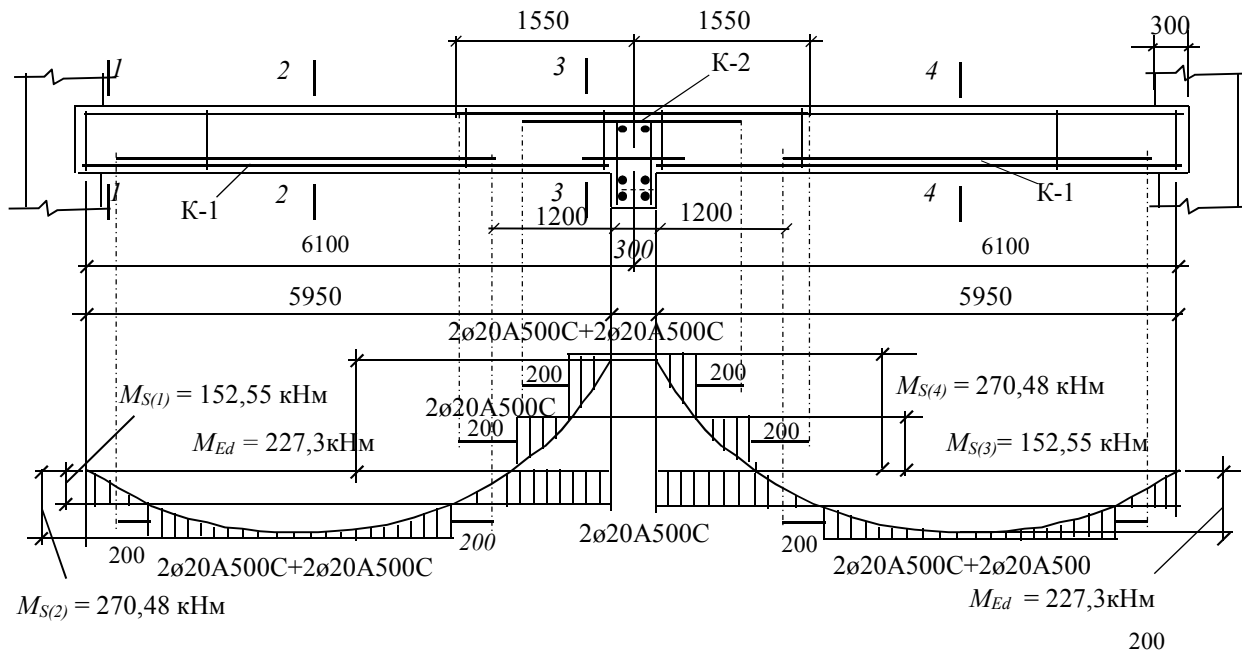
Торці поперечних стержнів не доводяться до поверхонь балки на 15 мм, а тому їх довжина складає $600 - 2 \times 15 = 570$ мм. В прольотних каркасах крок поперечних стержнів діаметром 12 мм на віддалі від осей опор на $l_d/4$, встановлений за розрахунком, складає $s_w = 100$ мм, а в середній частині балки $s_w = 200$ мм $< s_{max}$. Віддаль від осі поздовжніх стержнів до торця поперечних приймаємо не менше діаметра першого.

В над опорних каркасах встановлюються поперечні стержні діаметром 8 мм і кроком 100 мм.

Поздовжню монтажну арматуру в усіх каркасах встановлюємо конструктивно із стержнів діаметром 12 мм класу А240С. Для зменшення усадочних деформацій в середині по висоті балок встановлюються також конструктивні стержні діаметром 12 мм.

За визначеною арматурою виготовляється по два каркаси для армування балки в прольоті та в над опорних ділянках з дотриманням вимог наведених в табл. Б.6 додатку Б.

Схема армування балки наведена на рис. 5.



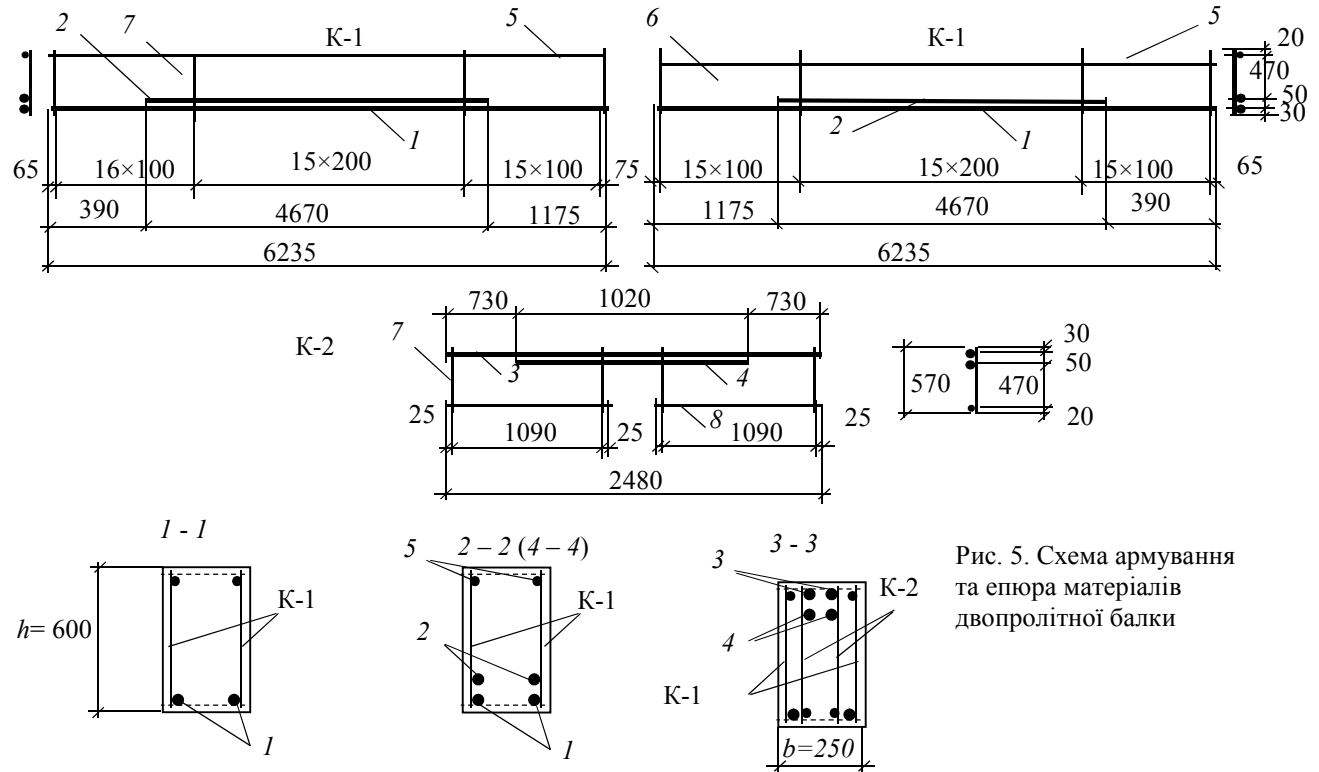


Рис. 5. Схема армування та епора матеріалів двопролітної балки

Рекомендована література

1. Бамбура А. М., Сазонова І. Р., Дорогова О. Р., Войцеховський О. В. Проектування залізобетонних конструкцій: посібник. Київ: Майстер книг, 2018. – 240 с.
2. Бабич Є. М., Бабич В. Є. Розрахунок і конструювання залізобетонних балок: навчальний посібник: 2-ге видання, перероблене і доповнене. – Рівне: НУВГП, 2017. 191 с.
3. Бліхарський З. Я., Кархут І. І., Струк Р. Ф. Розрахунок і конструювання нормальних та похилих перерізів залізобетонних елементів. – Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2014. – 144 с.
4. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції: основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
5. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
6. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. – Київ : Мінбуд України, 2006. – С. 15.
7. Методичні рекомендації до розрахунків несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів з дисципліни «Будівельні конструкції» / В. Є. Бабич, В. В. Савицький. – Рівне: НУВГП, 2012. – 28 с.
8. Мурашко Л. А., Колякова В. М., Сморгалов Д. В. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009. – Київ: «Київський університет», 2012. – 72 с.
9. Павліков А. М., Бойко О. В. Розрахунок міцності нормальних перерізів балкових елементів за нелінійною деформаційною моделлю (на основі ДБН В.2.6-98:2009): навчальний посібник / За ред. А. М. Павлікова. – Полтава : ПолтНТУ, 2012. – 85 с.
10. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2008 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і ЕН 1992 (Eurocode 2) / В. М. Бабаєв, А. М. Бамбура, П. А. Резнік, О. М. Пустовойтова, Є. Г. Стоянов, В. С.

Шмуклер // За загальною редакцією В. С. Шмуклера. – Харків: «Золоті сторінки», 2015. – 208 с.

11. EN 1992-1-1: Eurocode 2. Design of Concrete Structures. Part 1: General rules and Rules for Buildings draft. December, 2004.

ДОДАТОК А
МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНУ І АРМАТУРИ

Таблиця А.1

Характеристики міцності і деформативності бетону

Характеристики	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/45	C45/55
$f_{ck,cube}$ (МПа)	15	20	25	30	35	40	45	50	55
$f_{cm,cube}$ (МПа)	19	25	32	38	45	51	58	64	71
$f_{ck,prism}$ (МПа)	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5
$f_{cd,prism}$ (МПа)	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30
f_{ctm} (МПа)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8
$f_{ctk,0,05}$ (МПа)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7
$f_{ctk,0,95}$ (МПа)	2,0	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9
E_{cm} (ГПа)	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5
E_{ck} (ГПа)	20	23	26	29	31	32	34	35	36
E_{cd} (ГПа)	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33
$\varepsilon_{c1,ck}$ (‰)	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98
$\varepsilon_{c1,cd}$ (‰)	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87
$\varepsilon_{cu1,ck}$ (‰)	4,40	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,50
$\varepsilon_{cu1,cd}$ (‰)	3,70	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,43
$\varepsilon_{c3,ck}$ (‰)	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,10
$\varepsilon_{c3,cd}$ (‰)	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91
$\varepsilon_{cu3,ck}$ (‰)	3,96	3,73	3,46	3,20	2,93	2,70	2,55	2,37	2,25
$\varepsilon_{cu3,cd}$ (‰)	3,33	3,23	3,10	3,00	2,80	2,64	2,45	2,31	2,19

Таблиця А.2

Міцнісні та деформаційні характеристики арматури

Характеристики арматури	Клас арматури				
	A240C	A400C	A500C		Bp-I
			Ø8 - 22	Ø25 - 40	
f_{yk} , МПа	240	400	500		395
f_{yd} , МПа	228	360	435	420	320
f_{ywd} , МПа	170	285	300		260
E_s , МПа	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$		$1,7 \times 10^5$
ε_{ud}	0,025	0,025	0,020		-

Таблиця А.3

Значення коефіцієнтів a_k для розрахунків за граничними станами першої групи

Коефіцієнт	Класи бетону						
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45
a_1	3,3358	3,0798	2,8785	2,7404	2,6219	2,5182	2,4082
a_2	-4,417	-3,7184	-3,1586	-2,7649	-2,4250	-2,1480	-1,9689
a_3	2,9586	2,2946	1,7454	1,3416	0,9833	0,7100	0,6885
a_4	-1,009	-0,0753	-0,5290	-0,3500	-0,1791	-0,0484	-0,1029
a_5	0,1319	0,0973	0,0637	0,0330	-0,0011	-0,0317	-0,0249

Таблиця А.4

Значення коефіцієнтів a_k для розрахунків за граничними станами другої групи

Коефіцієнт	Класи бетону						
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45
a_1	3,1180	2,8490	2,6670	2,5180	2,3910	2,2794	2,1926
a_2	-3,768	-3,0550	-2,5452	-2,0904	-1,6680	-1,2836	-1,0109
a_3	2,2655	1,6197	1,1148	0,6077	0,0792	-0,4368	-0,7973
a_4	-0,700	-0,4704	-0,2631	-0,0168	0,2818	0,6106	0,8569
a_5	0,0843	0,0567	0,0262	-0,0187	-0,0839	-0,1678	-0,2413

Таблиця А.5

Граничні коефіцієнти повзучості бетону

Відносна вологість %	Значення граничного коефіцієнта повзучості φ_k при класі бетону на стиск						
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45
> 75	2,6	2,2	2,0	1,8	1,7	1,5	1,4
40 - 75	3,6	3,0	2,7	2,5	2,3	2,0	1,9
< 40	5,0	4,2	3,8	3,4	3,2	3,0	2,7
Примітка. Відносну вологість повітря навколишнього середовища приймають згідно з відповідними нормативними документами як середньомісячну відносну вологість найбільш теплого місяця.							

Таблиця А.6

Максимальна ширина розкриття тріщин, w_{ki} , мм

Клас впливу	Армовані елементи	Попередньо напружені елементи
XO, XC1	0,4	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		зменшен. навантаж. стиску
Примітка. Класи впливу наведені в ДБН В.2.6-98:2009.		

ДОДАТОК Б. ТАБЛИЧНІ КОЕФІЦІЄНТИ. ВИМОГИ ДО АРМАТУРНИХ ВИРОБІВ

Таблиця Б.1

Значення коефіцієнтів ω і β для розрахунків за граничними станами першої групи

$\frac{\mathcal{E}_c}{\mathcal{E}_{cl}}$	Клас бетону											
	C12/15		C16/20		C20/25		C25/30		C30/35		C32/40	
	ω	β	ω	β	ω	β	ω	β	ω	β	ω	β
0,1	0,153	0,101	0,142	0,094	0,134	0,088	0,128	0,085	0,123	0,082	0,119	0,079
0,2	0,280	0,183	0,263	0,172	0,249	0,163	0,240	0,157	0,232	0,152	0,225	0,148
0,3	0,386	0,249	0,365	0,236	0,348	0,226	0,337	0,219	0,327	0,213	0,318	0,207
0,4	0,474	0,302	0,451	0,288	0,433	0,278	0,420	0,271	0,410	0,264	0,400	0,259
0,5	0,546	0,344	0,523	0,331	0,505	0,321	0,492	0,314	0,482	0,308	0,472	0,303
0,6	0,606	0,377	0,583	0,365	0,566	0,356	0,554	0,350	0,544	0,345	0,534	0,340
0,7	0,655	0,403	0,634	0,393	0,618	0,385	0,607	0,380	0,597	0,375	0,588	0,370
0,8	0,695	0,423	0,676	0,414	0,661	0,408	0,651	0,403	0,643	0,400	0,634	0,396
0,9	0,728	0,438	0,711	0,431	0,697	0,426	0,688	0,422	0,681	0,419	0,673	0,416
1,0	0,755	0,450	0,740	0,444	0,728	0,440	0,719	0,437	0,712	0,434	0,706	0,432
1,1	0,778	0,459	0,763	0,454	0,752	0,450	0,745	0,448	0,738	0,446	0,732	0,443
1,2	0,796	0,465	0,782	0,461	0,772	0,457	0,765	0,455	0,759	0,453	0,753	0,451
1,3	0,810	0,469	0,797	0,465	0,788	0,462	0,781	0,460	0,775	0,458	0,769	0,456
1,4	0,822	0,471	0,809	0,467	0,799	0,464	0,793	0,462	0,787	0,459	0,781	0,457
1,5	0,830	0,472	0,818	0,467	0,808	0,463	0,801	0,461	0,795	0,458	0,788	0,455
1,6	0,837	0,471	0,823	0,465	0,813	0,461	0,806	0,458	0,798	0,455	0,790	0,450
1,7	0,840	0,469	0,826	0,462	0,815	0,457	0,807	0,453	0,799	0,448	0,789*	0,444*
1,8	0,842	0,465	0,826	0,457	0,814	0,451	0,805	0,446	0,795	0,440		
1,9	0,841	0,459	0,824	0,450	0,811	0,443	0,800	0,437	0,795*	0,439*		
2,0	0,837	0,452	0,820	0,442	0,805	0,434	0,798*	0,433*				
2,1	0,832	0,443	0,813	0,432	0,798*	0,424*						
	0,808*	0,415*							* - при значеннях $\mathcal{E}_{cu,cd}/\mathcal{E}_{cl}$			

Таблиця Б.2.

Значення коефіцієнтів ω_k і β_k для розрахунків за граничними станами другої групи

ε_c $\varepsilon_{c1,ck}$	Клас бетону											
	C12/15		C16/20		C20/25		C25/30		C30/35		C32/40	
	ω_k	β_k	ω_k	β_k	ω_k	β_k	ω_k	β_k	ω_k	β_k	ω_k	β_k
0,1	0,144	0,095	0,133	0,088	0,125	0,083	0,119	0,079	0,114	0,076	0,110	0,073
0,2	0,266	0,174	0,247	0,162	0,235	0,154	0,225	0,148	0,217	0,143	0,210	0,139
0,3	0,369	0,238	0,346	0,224	0,331	0,215	0,319	0,208	0,310	0,202	0,301	0,197
0,4	0,455	0,291	0,430	0,276	0,414	0,267	0,402	0,260	0,392	0,254	0,383	0,249
0,5	0,528	0,334	0,503	0,320	0,486	0,311	0,474	0,304	0,464	0,299	0,456	0,294
0,6	0,589	0,368	0,564	0,355	0,548	0,347	0,537	0,341	0,528	0,337	0,520	0,333
0,7	0,639	0,395	0,616	0,384	0,601	0,377	0,591	0,372	0,582	0,368	0,575	0,365
0,8	0,681	0,417	0,660	0,407	0,646	0,401	0,637	0,397	0,629	0,394	0,623	0,392
0,9	0,715	0,433	0,696	0,426	0,684	0,421	0,675	0,417	0,669	0,415	0,663	0,413
1,0	0,743	0,446	0,726	0,440	0,716	0,436	0,708	0,433	0,702	0,431	0,697	0,429
1,1	0,767	0,455	0,751	0,450	0,741	0,447	0,734	0,444	0,729	0,443	0,724	0,442
1,2	0,785	0,462	0,771	0,457	0,762	0,454	0,755	0,452	0,750	0,451	0,746	0,450
1,3	0,801	0,466	0,787	0,462	0,778	0,459	0,772	0,457	0,767	0,456	0,764	0,455
1,4	0,813	0,469	0,799	0,464	0,790	0,461	0,784	0,459	0,780	0,458	0,776	0,457
1,5	0,822	0,469	0,808	0,464	0,799	0,461	0,793	0,459	0,788	0,457	0,784	0,456
1,6	0,828	0,469	0,813	0,462	0,804	0,459	0,798	0,456	0,793	0,455	0,788*	0,452*
1,7	0,833	0,467	0,816	0,459	0,807	0,455	0,801	0,452	0,795	0,450		
1,8	0,835	0,464	0,817	0,454	0,807	0,449	0,800	0,447	0,793*	0,442*		
1,9	0,836	0,459	0,816	0,448	0,805	0,443	0,798*	0,439*				
2,0	0,834	0,454	0,812	0,441	0,801	0,435						
2,1	0,830	0,447	0,807	0,432	0,795	0,426			* - при значеннях $\varepsilon_{cu1,ck}/\varepsilon_{c1}$.			

Таблиця Б.3

Максимальні значення коефіцієнтів ω_{\max} і β_{\max} для розрахунків елементів за граничними станами першої групи

Клас бетону	Коефіцієнт ω_{\max}		Коефіцієнт β_{\max}	
	$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$	ω_{\max}	$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$	β_{\max}
C12/15	1,81	0,8418	1,51	0,4719
C16/20	1,76	0,8265	1,46	0,4673
C20/25	1,72	0,8149	1,44	0,4639
C25/30	1,70	0,8069	1,42	0,4616
C30/35	1,70	0,7986	1,41	0,4594
C32/40	1,60	0,7897	1,40	0,4569

Таблиця Б.4

Вертикальні граничні прогини балок (за ДСТУ Б В.1.2-3:2006)

Балки покриттів і перекриттів при прольоті l в м	Встановлені вимоги	Вертикальні граничні прогини f_u	Навантаження для визначення прогинів
$l \leq 1$	Естетико-психологічні	$l / 120$	Постійні та змінні тривалі
$l = 3$		$l / 150$	
$l = 6$		$l / 200$	
$l = 12$		$l / 250$	
$l \geq 24$		$l / 300$	

Таблиця Б.5

Площа поперечних перерізів, маса і сортамент арматури

Діа- метр мм	Розрахункові площі поперечних перерізів, см ² , при кількості стержнів										Маса, кг/м	Арматура класів		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		A240C	A400C A500C	Вр- I
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,052	-	-	×
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092	-	-	×
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,144	-	-	×
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	×	×	-
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,54	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	×	×	-
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617	×	×	-
12	1,313	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	×	×	-
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,32	13,85	15,39	1,208	×	×	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	×	×	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	×	×	-
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	×	×	-
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,40	34,21	38,01	2,984	×	×	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	×	×	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,834	×	×	-
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313	×	×	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,990	×	×	-

Примітка. Знаком «×» відмічені діаметри арматури, що продукуються.

Таблиця Б.6

Співвідношення між діаметрами стержнів і мінімальні віддалі між стержнями,
які з'єднуються контактним зварюванням

Діаметр стержнів одного напрямку, d_1 , мм	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	40
Найменший допустимий діаметр другого напрямку, d_2 , мм	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10
Найменша допустима відстань між осями стержнів одного напрямку, v_{\min} ; u_{\min} , мм	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	150
Те саме між осями поздовжніх стержнів при дворядному розташуванні в каркасах, v_1 , мм	-	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80

